

UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARANÁ  
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA DE CONSTRUÇÃO CIVIL

DOUGLAS CORREIA MOSCATELI

**TALUDES ESTABILIZADOS POR RETROANÁLISE – ANÁLISE CRÍTICA E  
COMPARAÇÃO COM MÉTODOS TRADICIONAIS DE ANÁLISE DE  
EQUILÍBRIO LIMITE**

CURITIBA

2017

DOUGLAS CORREIA MOSCATELI

**TALUDES ESTABILIZADOS POR RETROANÁLISE – ANÁLISE CRÍTICA E  
COMPARAÇÃO COM MÉTODOS TRADICIONAIS DE ANÁLISE DE  
EQUILÍBRIO LIMITE**

Dissertação apresentada como requisito parcial à obtenção do grau de Mestre em Construção Civil, no curso de Pós-Graduação em Engenharia de Construção Civil, área de concentração em Geotecnia, Setor de Tecnologia da Universidade Federal do Paraná.

Orientador: Prof. Dr. Vítor Pereira Faro

CURITIBA

2017

M894t

Moscateli, Douglas Correia

Taludes estabilizados por retroanálise – análise crítica e comparação com métodos tradicionais de análise de equilíbrio limite / Douglas Correia Moscateli. – Curitiba, 2017.  
136 f. : il. color. ; 30 cm.

Dissertação - Universidade Federal do Paraná, Setor de Tecnologia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Construção Civil, 2017.

Orientador: Vítor Pereira Faro.

1. Construção civil. 2. Estabilidade de Taludes. 3. Retroanálise. I. Universidade Federal do Paraná. II. Faro, Vítor Pereira. III. Título.

CDD: 624.1

## **TERMO DE APROVAÇÃO**

**DOUGLAS CORREIA MOSCATELI**

### **TALUDES ESTABILIZADOS POR RETROANÁLISE – ANÁLISE CRÍTICA E COMPARAÇÃO COM MÉTODOS TRADICIONAIS DE ANÁLISE DE EQUILÍBRIO LIMITE**

Dissertação aprovada como requisito parcial para obtenção do grau de Mestre no Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Construção Civil, Setor de Tecnologia da Universidade Federal do Paraná, pela seguinte banca examinadora:

Orientador:

  
**Prof. Dr. Vitor Pereira Faro**

Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Construção Civil - UFPR

Examinadores:

  
**Prof. Dr. Alessandro Christopher Morales Kormann**

Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Construção Civil – UFPR

  
**Prof. Dr. Sidnei Helder Cardoso Teixeira**

Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Construção Civil – UFPR

  
**Prof. Dr. Alberto Pio Fiori**

Programa de Pós-Graduação em Geologia - UFPR

Curitiba, 27 de junho de 2017



*Dedico este trabalho à memória de todas as pessoas  
que perderam suas vidas nos desastres de  
escorregamentos de encostas.*

## AGRADECIMENTOS

Tenha plena convicção e crença, que a mão que me trouxeste até aqui foi a de Deus. Dou início aos meus agradecimentos, à esta força divina, que sempre me protegeu, deu forças e me acompanha por toda a vida;

À meu pai Jonas e a minha mãe Cristiane, pelo amor, educação e a instrução que sempre me proporcionaram para buscar o caminho dos estudos, nunca poupando esforços para que seus filhos usufríssem o que a vida não os possibilitou;

À meu irmão Eduardo, pelo amor incondicional, a amizade e o companheirismo que nos une;

À meus tios e avós, pelas orações, o amor, o estímulo e o espelho que sempre foram para meu crescimento;

Ao meu orientador Prof. Dr. Vítor P. Faro, pela orientação e os conselhos, tendo sempre a paciência em me guiar pelo certo;

Ao geólogo Msc. José Antônio Urroz Lopes, por ter me acolhido e fornecido sua valiosa orientação técnica, agregando sua experiência e sabedoria, com o absoluto carinho e disposição em compartilhar seus conhecimentos;

À empresa Engemin, pelo fornecimento dos estudos de caso utilizados nesta pesquisa, em especial ao engenheiro Mário P. Canha Neto e a geóloga Ana Paula G. Wosniack, pelos conhecimentos compartilhados ao longo dos anos;

Aos colegas de pós-graduação, Nelson H. Joly, Carina Pirolli, Andressa F. R. Pontes e Ana Paula Mikos, pela amizade, parceria e colaboração durante o curso, me auxiliando sempre que necessitei;

Ao Professor Msc. Luiz Claudio S. Baras, por ter me propiciado uma base sólida de conhecimento durante a graduação, pelas sugestões técnicas, mesmo a distância e, por ter sido o primeiro e principal motivador da minha entrada no programa de mestrado;

À Professora Msc. Neile C. Andraos, pela colaboração desde a época de graduação, me auxiliando nas publicações de artigos e principalmente na motivação e indicação para o PPGECC;

Ao Professor Msc. Abdel Majid Hach Hach, pelo grande incentivo ao meu ingresso no mestrado, pela amizade, as experiências vivenciadas durante a graduação na disciplina de Transportes, e a indicação feita ao PPGECC.

Por fim, faço deste trabalho, a comprovação que não cheguei até aqui por si só.

## RESUMO

O presente trabalho tem por objetivo analisar o fator de segurança de taludes projetados pelo método teórico e prático de regressão, desenvolvido por Lopes (1981), o qual se baseia na estimativa da estabilidade de taludes artificiais, a partir do exame de cicatrizes de escorregamentos naturais. Para isso, mediante o emprego do *software Slope/W*, comparou-se os principais métodos de análise por equilíbrio limite: Fellenius, Bishop Simplificado, Morgenstern e Price, Spencer, com a metodologia proposta por Lopes. Para o desenvolvimento da pesquisa, foram utilizados dois estudos de caso estabilizados pelo Método de Lopes: o primeiro encontra-se entre os municípios de Concórdia e Erechim, logo depois da ponte na divisa dos estados de Santa Catarina e Rio Grande do Sul, mais precisamente na cidade de Marcelino Ramos - RS, no entorno do km 2,0 da rodovia BR-153, região esta afetada por instabilidades devidas às chuvas ocorridas em maio de 2010 e em junho de 2014; o segundo será o talude da rodovia PR 408 – km 19,8, localizado no município de Antonina - PR, no qual a ruptura da encosta resultou da ocorrência de fortes chuvas que atingiram a região entre os dias 10 e 11 de março de 2011, ocasionando problemas de instabilidades, com interdição parcial do tráfego desta rodovia. O histórico dos escorregamentos e também os estudos preliminares que subsidiaram esta pesquisa, como coletas de amostras, estudos geológicos e geotécnicos, caracterização da região e demais dados, foram em sua maior parte cedidos pela empresa Engemin Engenharia e Geologia Ltda., a qual, foi consultora e projetista das soluções para as referidas instabilidades. A metodologia de trabalho consistiu em realizar três frentes distintas para a obtenção dos parâmetros de resistência do solo, utilizados nas análises: a primeira por ensaios de laboratório a partir de amostras indeformadas coletadas em campo, a segunda por retroanálise aplicada ao método clássico de Morgenstern e Price e a terceira por retroanálise aplicada ao método de Lopes. Obtidos os diferentes pares  $c/\phi$ , foi então possível a realização de análises comparativas parametrizadas de estabilidade, onde, além da variação dos métodos de análise e dos parâmetros, considerou-se também três posições para o nível d'água, saindo da situação mais otimista até a mais pessimista, considerando que o funcionamento dos drenos estaria em boa, intermediária ou má condição (entupido), representando o N.A drenado, no meio e na superfície do talude, respectivamente. Verificou-se que: o FS dos taludes analisados pelos métodos clássicos, com os parâmetros obtidos em laboratório, apresentou valores muito próximos entre si e, superiores ao estimado por Lopes, demonstrando assim, um conservadorismo do método de regressão. A mesma situação foi verificada com os parâmetros obtidos pela retroanálise de Morgenstern e Price, no entanto, com FS um pouco mais baixos do que os de laboratório. Para a análise clássica feita com os próprios parâmetros estimados por Lopes, os FS deram muito próximos aos que o método determina, comprovando que os cálculos intrínsecos ao Método de Hoek, o qual Lopes se fundamenta, e a própria metodologia aprimorada por Lopes, estão coerentes com os métodos clássicos.

Palavras-chave: Estabilidade de Taludes. Método de Lopes. Retroanálise.

## ABSTRACT

The objective of this thesis is to analyze the safety factor of slopes projected by the theoretical and practical regression method, developed by Lopes (1981), which is based on the estimation of the stability of artificial slopes through the inspection of soil evidence resulting from landslides. For that, it was used the software Slope / W to compare the main methods of limit equilibrium analysis: Fellenius, Simplified Bishop, Morgenstern and Price, Spencer, using the methodology proposed by Lopes. To develop this research, two case studies were used, both stabilized by the Lopes' Method. The first one is located between the cities of Concordia and Erechim, just after the bridge in the border of the states of Santa Catarina and Rio Grande do Sul, more precisely in the city of Marcelino Ramos - RS, located at the second kilometer of the BR-153 highway. This region was affected by instabilities due to the rains from May 2010 and June 2014. The second one is the slope located at kilometer 19.8 of the PR 408 highway, in the city of Antonina - PR. The occurrence of heavy rains in this region during March, 2011, resulted in a slope rupture that caused instability problems, with partial interdiction of the traffic of this highway. The landslides historic and the preliminary studies that supported this research, such as sample collections, geological and geotechnical studies, region characterization and other related data, were mostly provided by Engemin Engenharia e Geologia Ltda company - consultant and designer of the solutions to the mentioned instabilities. The thesis methodology consisted of three different fronts to obtain the parameters of soil resistance used in the analyzes: the first by laboratory tests from undeformed samples collected at the site; the second by a retro-analysis applied to the classic Morgenstern and Price method; and the third by retro-analysis applied to the Lopes method. Once the different pairs  $c/f$ , were obtained, it was possible to perform parametrized comparative stability analyzes, which considered, besides the variation of the analysis methods and the parameters, three positions for the water level. This analyses considered since the most pessimistic until the most optimistic scenario, considering that the drains would be in good, intermediate or bad condition (clogged), representing the drained water level, in the middle and in the surface of the slope. It was verified that the safety factor of the slopes analyzed by the classical methods with the parameters obtained in laboratory, presented values close to each other and higher than the ones estimated by Lopes. This demonstrates a conservatism of the regression method. The same situation was verified with the parameters obtained by the Morgenstern and Price retroanalysis. For the classical analysis made with the parameters estimated by Lopes, the safety factor was very close to what the method determines, proving that the calculations intrinsic to the Hoek's Method, which Lopes is based, and the observational methodology improved by Lopes, are consistent with traditional methods.

Key words: Slopes Stability. Lopes' Method. Retroanalysis.

## LISTA DE FIGURAS

FIGURA 1 - ZONA FRACA, ZONA CISALHADA E SUPERFÍCIE DE CISALHAMENTO	16
FIGURA 2 – SINAIS QUE EVIDENCIAM A PRESENÇA DE RASTEJO .....	19
FIGURA 3 - INDÍCIOS TÍPICO DE ÁRVORES INCLINADAS, TRONCOS RECURVADOS E TRINCAS DE TRAÇÃO.....	20
FIGURA 4 - CASO CARACTERÍSTICO DE CORRIDA DE MASSA - ILHOTA (SC).....	21
FIGURA 5 - CASOS TEÓRICOS DE ESCORREGAMENTO ROTACIONAL .....	22
FIGURA 6 - CASO CARACTERÍSTICO DE RUPTURA CIRCULAR - BRUSQUE (SC) ....	22
FIGURA 7 - CASO CARACTERÍSTICO DE RUPTURA CIRCULAR - TIMBÓ (SC) .....	23
FIGURA 8 - CASO CARACTERÍSTICO DE RUPTURA PLANAR (TRANSLACIONAL) ..	24
FIGURA 9 - MODO DE CÁLCULO DO FATOR DE SEGURANÇA DO BLOCO DESLIZANTE .....	27
FIGURA 10 - ESFORÇOS ENVOLVIDOS NA LAMELA DE FELLENIOUS .....	29
FIGURA 11 - ESFORÇOS ENVOLVIDOS NA LAMELA DE BISHOP SIMPLIFICADO ....	30
FIGURA 12 - ESFORÇOS ENVOLVIDOS NA LAMELA DE MORGENSTERN E PRICE .	32
FIGURA 13 - ESFORÇOS ENVOLVIDOS NA LAMELA DE SPENCER.....	33
FIGURA 14 - ÁBACO DE PROJETO DE RUPTURA CIRCULAR .....	38
FIGURA 15 - FUNÇÕES X E Y PARA O ACOMPANHAMENTO DO ÁBACO DE RUPTURA CIRCULAR .....	39
FIGURA 16 - RUPTURA CIRCULAR DE UM TALUDE E A SIMBOLOGIA APLICADA NO MÉTODO .....	40
FIGURA 17 - ÂNGULOS DE TALUDES E A CURVA ENVOLTÓRIA .....	42
FIGURA 18 - PRECIPITAÇÃO MÁXIMA DIÁRIA AO LONGO DOS ÚLTIMOS ANOS...	45
FIGURA 19 - MAPA GERAL DA ÁREA DE ESTUDO (MARCELINO RAMOS-RS) .....	45
FIGURA 20 - MAPA GEOLÓGICO DA REGIÃO DE MARCELINO RAMOS (RS) .....	46
FIGURA 21 - TRINCAS E PROJEÇÕES DOS TALUDES km 2,0 .....	47
FIGURA 22 - CICATRIZES DE RUPTURA km 2,0.....	48
FIGURA 23 – VISTA PANORÂMICA DO CORTE.....	49
FIGURA 24 – PLANTA TOPOGRÁFICA COM LOCAÇÃO DAS SONDAGENS .....	50
FIGURA 25 – PERFIL GEOTÉCNICO COM A SOLUÇÃO DE RETALUDAMENTO E DRENAGEM .....	51
FIGURA 26 - MAPA GERAL DA ÁREA DE ESTUDO (ANTONINA-PR) .....	52
FIGURA 27 - MAPA GEOLÓGICO DA REGIÃO DE ANTONINA (PR) .....	53
FIGURA 28 - CICATRIZES DE RUPTURA km 2,0.....	54
FIGURA 29 – TALUDE CONFORMADO APÓS OBRAS DE RETALUDAMENTO E DRENAGEM .....	55
FIGURA 30 - CICATRIZES DE RUPTURA km 2,0.....	55
FIGURA 31 – PLANTA TOPOGRÁFICA COM LOCAÇÃO DAS SONDAGENS.....	58
FIGURA 32 – PERFIL GEOTÉCNICO COM A SOLUÇÃO DE RETALUDAMENTO E DRENAGEM .....	59
FIGURA 33 – MAPA MENTAL (METODOLOGIA).....	62
FIGURA 34 – PROCEDIMENTOS DE COLETA: MARCELINO RAMOS (RS).....	65

FIGURA 35 – PROCEDIMENTOS DE COLETA: ANTONINA (PR).....	66
FIGURA 36 – PLANTA DE LOCALIZAÇÃO DA COLETA: MARCELINO RAMOS (RS).....	68
FIGURA 37 – PONTO DE RETIRADA DA AMOSTRA.....	69
FIGURA 38 – PLANTA DE LOCALIZAÇÃO DA COLETA: ANTONINA (PR) .....	70
FIGURA 39 – PONTO DE RETIRADA DA AMOSTRA.....	71
FIGURA 40 – CORPOS DE PROVA ROMPIDOS .....	72
FIGURA 41 – PROCEDIMENTOS DE ENSAIO CISALHAMENTO DIRETO .....	75
FIGURA 42 – MODELO1 – ESTUDO DE CASO 1 (MARCELINO RAMOS / RS).....	79
FIGURA 43 – MODELO 2 – ESTUDO DE CASO 2 (ANTONINA / PR).....	80
FIGURA 44 – GRÁFICO TENSÃO DESVIO VERSUS DEFORMAÇÃO AXIAL .....	81
FIGURA 45 - TRAÇADO DOS CÍRCULOS DE MOHR – ENVOLTÓRIA DE RESISTÊNCIA .....	82
FIGURA 46 – GRÁFICO TENSÃO CISALHANTE VERSUS DESLOCAMENTO HORIZONTAL.....	83
FIGURA 47 - ENVOLTÓRIA DE MOHR.....	83
FIGURA 48 – PROCEDIMENTOS DE ENSAIO PARA DETERMINAÇÃO DA DENSIDADE NATURAL DAS AMOSTRAS (ANTONINA/PR).....	88
FIGURA 49 – RETROANÁLISE: ESTUDO DE CASO 1 (MARCELINO RAMOS / RS).....	90
FIGURA 50 – RETROANÁLISE: ESTUDO DE CASO 2 (ANTONINA / PR) .....	93
FIGURA 51 – SOBREPOSIÇÃO DAS CICATRIZES DE ESCORREGAMENTO E DELIMITAÇÃO DA ENVOLTÓRIA CARACTERÍSTICA .....	94
FIGURA 52 – ESCOLHA DOS TALUDES LIMITES E SEUS RESPECTIVOS PARES DE INCLINAÇÃO E ALTURA .....	94
FIGURA 53 – SOBREPOSIÇÃO DAS CICATRIZES DE ESCORREGAMENTO E DELIMITAÇÃO DA ENVOLTÓRIA CARACTERÍSTICA .....	101
FIGURA 54 – ESCOLHA DOS TALUDES LIMITES E SEUS RESPECTIVOS PARES DE INCLINAÇÃO E ALTURA .....	101
FIGURA 55 – ANÁLISES PARAMETRIZADAS COM OS PARES $c/\phi$ DETERMINADOS POR ENSAIOS DE LABORATÓRIO .....	107
FIGURA 56 – ANÁLISES PARAMETRIZADAS COM OS PARES $c/\phi$ DETERMINADOS POR RETROANÁLISE PELO MÉTODO DE MORGENSTERN E PRICE (1975) .....	108
FIGURA 57 – ANÁLISES PARAMETRIZADAS COM OS PARES $c/\phi$ DETERMINADOS POR RETROANÁLISE PELO MÉTODO DE LOPES (1981).....	109
FIGURA 58 – ANÁLISES PARAMETRIZADAS COM OS PARES $c/\phi$ DETERMINADOS POR ENSAIOS DE LABORATÓRIO .....	113
FIGURA 59 – ANÁLISES PARAMETRIZADAS COM OS PARES $c/\phi$ DETERMINADOS POR RETROANÁLISE PELO MÉTODO DE MORGENSTERN E PRICE (1975) .....	114
FIGURA 60 – ANÁLISES PARAMETRIZADAS COM OS PARES $c/\phi$ DETERMINADOS POR RETROANÁLISE PELO MÉTODO DE LOPES (1981).....	115

## LISTA DE TABELAS

TABELA 1 – FATORES DE SEGURANÇA ESTIPULADOS EM NORMA .....	80
TABELA 2 – RESUMO DOS PARÂMETROS OBTIDOS POR CORRELAÇÕES E NA LITERATURA PARA O SOLO RESIDUAL B (ANTONINA – PR).....	85
TABELA 3 – PLANILHA DE RESULTADO DOS ENSAIOS DE PESO ESPECÍFICO (MARCELINO RAMOS/RS) .....	86
TABELA 4 – PLANILHA DE RESULTADO DOS ENSAIOS DE PESO ESPECÍFICO (ANTONINA/PR) .....	87
TABELA 5 – PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA OBTIDOS NOS ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO PARA OS PERFIS DA FORMAÇÃO SERRA GERAL .....	89
TABELA 6 – COMPILAÇÃO DE PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DE PICO APRESENTADO NA LITERATURA .....	89
TABELA 7 – ANÁLISE ESTATÍSTICA DOS PARÂMETROS DA ENCOSTA.....	91
TABELA 8 – DEFINIÇÃO DOS PARÂMETROS GEOTÉCNICOS PARA OS CENÁRIOS PESSIMISTA E OTIMISTA .....	91
TABELA 9 – COMPÊNDIO DE PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DOS SOLOS .....	92
TABELA 10 – COMBINAÇÃO DE EQUAÇÕES PARA CADA POSSIBILIDADE DE TALUDE.....	96
TABELA 11 – FUNÇÃO X DE ACORDO COM OS CENÁRIOS SELECIONADOS PARA DIVEROS VALORES DE $\phi$ .....	96
TABELA 12 – FUNÇÃO Y DE ACORDO COM OS CENÁRIOS SELECIONADOS PARA DIVEROS VALORES DE COESÃO.....	97
TABELA 13 – CÁLCULO DOS COEFICIENTES DE SEGURANÇA PARA CADA TALUDE ESCOLHIDO NOS INTERCEPTOS.....	98
TABELA 14 – ALTURAS MÁXIMAS POSSÍVEIS DE CONSTRUÇÃO DE TALUDES PARA CADA ÂNGULO E FATOR DE SEGURANÇA DETERMINADO.....	99
TABELA 15 – COMBINAÇÃO DE EQUAÇÕES PARA CADA POSSIBILIDADE DE TALUDE.....	102
TABELA 16 – FUNÇÃO X DE ACORDO COM OS CENÁRIOS SELECIONADOS PARA DIVEROS VALORES DE $\phi$ .....	103
TABELA 17 – FUNÇÃO Y DE ACORDO COM OS CENÁRIOS SELECIONADOS PARA DIVEROS VALORES DE COESÃO .....	103
TABELA 18 – CÁLCULO DOS COEFICIENTES DE SEGURANÇA PARA CADA TALUDE ESCOLHIDO NOS INTERCEPTOS.....	104
TABELA 19 – ALTURAS MÁXIMAS POSSÍVEIS DE SEREM CONSTRUÍDAS PARA CADA ÂNGULO E FATOR DE SEGURANÇA DETERMINADO .....	105
TABELA 20 – RESUMO DOS PARES DE PARÂMETROS GEOTÉCNICOS APLICADOS NAS ANÁLISES DE ESTABILIDADE (MARCELINO RAMOS/RS).....	106
TABELA 21 – RESUMO DOS RESULTADOS DOS FS OBTIDOS NAS ANÁLISES DETERMINÍSTICAS .....	110
TABELA 22 – RESUMO DOS PARES DE PARÂMETROS GEOTÉCNICOS APLICADOS NAS ANÁLISES DE ESTABILIDADE (ANTONINA/PR).....	112
TABELA 23 – RESUMO DOS RESULTADOS DOS FS OBTIDOS NAS ANÁLISES DETERMINÍSTICAS .....	116



## SUMÁRIO

<b>1. INTRODUÇÃO.....</b>	<b>13</b>
1.1. CONTEXTO E PROBLEMA .....	13
1.2. OBJETIVOS.....	15
<b>2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA .....</b>	<b>16</b>
2.1 ESTABILIDADE DE TALUDES.....	16
2.2 CLASSIFICAÇÃO DOS MOVIMENTOS DE MASSA .....	18
2.3 PARÂMETROS GEOMECÂNICOS DE RESISTÊNCIA DOS SOLOS.....	25
2.4 MÉTODOS DETERMINÍSTICOS DE ANÁLISE DE ESTABILIDADE .....	27
2.4.1 Método de Fellenius ou Ordinário das Fatias .....	28
2.4.2 Método de Bishop Simplificado .....	29
2.4.3 Método de Morgenstern e Price .....	31
2.4.4 Método de Spencer.....	33
2.5 MÉTODOS EXPEDITOS/EMPIRICOS DE RETROANÁLISE.....	34
2.5.1 Método de Hoek.....	35
2.5.2 Método de Lopes.....	40
<b>3. ÁREAS DE ESTUDO .....</b>	<b>44</b>
3.1 ESTUDO DE CASO 1: TALUDE BR-153 km 2,0 (MARCELINO RAMOS - RS)...	44
3.1.1 Caracterização climática e geológica do local .....	44
3.1.2 Histórico das movimentações e solução adotada .....	46
3.1.3 Estudos geotécnicos realizados .....	48
3.2 ESTUDO DE CASO 2: TALUDE PR-408 km 19,8 (ANTONINA -PR).....	52
3.2.1 Caracterização climática e geológica do local .....	52
3.2.2 Histórico das movimentações e solução adotada .....	53
3.2.3 Estudos geotécnicos realizados .....	56
<b>4. MATERIAIS E MÉTODOS .....</b>	<b>60</b>
4.1 COLETA DAS AMOSTRAS .....	63
4.1.1 Procedimentos de coleta.....	63
4.1.2 Localização das coletas .....	68
4.1.2.1 Marcelino Ramos - RS .....	68

4.1.2.2 Antonina - PR.....	69
4.2 ENSAIOS GEOMECÂNICOS DE LABORATÓRIO – CARACTERIZAÇÃO DA RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO .....	71
4.2.1 Ensaios com a amostra coletada em Marcelino Ramos - RS.....	72
4.2.2 Ensaios com a amostra coletada em Antonina - PR.....	73
4.3 RETROANÁLISE PELO MÉTODO CLÁSSICO DE MORGENSTERN E PRICE (1965) .....	76
4.4 RETROANÁLISE PELO MÉTODO DE LOPES (1981) .....	77
4.5 ANÁLISES PARAMÉTRICAS DETERMINÍSTICAS E COMPARATIVAS DOS ESTUDOS DE CASO .....	79
<b>5. APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS.....</b>	<b>81</b>
5.1 ENSAIOS LABORATORIAIS .....	81
5.1.1 Ensaio triaxial: Estudo de Caso 1 - Marcelino Ramos (RS).....	81
5.1.2 Ensaio de cisalhamento direto: Estudo de Caso 2 - Antonina (PR).....	82
5.2 OBTENÇÃO DE PARÂMETROS POR CORRELAÇÕES .....	84
5.3 RETROANÁLISE MORGENSTERN E PRICE (1965) .....	85
5.3.1 Estudo de Caso 1 - Marcelino Ramos (RS) .....	88
5.3.2 Estudo de Caso 2 - Antonina (PR).....	91
5.4 RETROANÁLISE LOPES (1981).....	93
5.4.1 Estudo de Caso 1 - Marcelino Ramos (RS) .....	93
5.4.2 Estudo de Caso 2 - Antonina (PR) .....	100
5.5 COMPARAÇÃO ANALÍTICA DO FATOR DE SEGURANÇA E DOS PARÂMETROS GEOTÉCNICOS DOS TALUDES ESTABILIZADOS .....	106
5.5.1 Estudo de Caso 1 - Marcelino Ramos (RS) .....	106
5.5.2 Estudo de Caso 2 - Antonina (PR).....	112
<b>6. CONCLUSÕES.....</b>	<b>118</b>
6.1 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS .....	121
<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....</b>	<b>122</b>
<b>ANEXO 1 – BOLETINS DE SONDAGENS.....</b>	<b>128</b>
<b>ANEXO 2 – RELATÓRIO DE ENSAIOS .....</b>	<b>133</b>
<b>ANEXO 3 – PARES DE PARÂMETROS (ESTUDO DE CASO 1).....</b>	<b>135</b>
<b>ANEXO 4 – PARES DE PARÂMETROS (ESTUDO DE CASO 2).....</b>	<b>136</b>

## 1. INTRODUÇÃO

### 1.1. CONTEXTO E PROBLEMA

A engenharia é repleta de atividades que requerem escavações de maciços de solos ou rochosos. Os mais diversos projetos incluem desde os principais modais de transportes no Brasil, tais como as rodovias e ferrovias, até a própria mineração, com minas a céu aberto representando a maior parte da produção mineral do mundo.

Vale salientar que se tratando do Brasil, um país de grande extensão territorial, interligado por inúmeras rodovias que atravessam os mais diversos tipos de relevos e solos, inúmeros problemas de estabilidade de encostas e taludes artificiais, ocorrem constantemente durante o ano, até mesmo escavações realizadas próximas às pistas podem ser motivo de grande preocupação. Para colaborar ainda mais o agravamento das instabilidades, o Brasil possui um clima tropical com alta pluviosidade, aumentando a condição de saturação dos solos, favorecendo a incidência dos deslizamentos. Conforme Parizzi (2011), principalmente nos períodos de chuvas, os escorregamentos sobressaem como o tipo de acidente de origem geológica mais corriqueiro no país.

Nilsson (2010) se refere às maiores ameaças naturais que afetam as rodovias, como os escorregamentos ou alagamentos e assim sendo, a questão "taludes rodoviários" tem prioridade estratégica perante a sociedade.

Segundo Cappellesso (2011), os movimentos de massa que acontecem tanto em taludes de corte ou aterro quanto nas encostas, são ocasionados "por fatores que geram o aumento das tensões cisalhantes (sobrecargas, cortes, erosões, vibrações, etc) e/ou a redução da resistência dos solos (intemperismo, fissuramento, amolgamento e aumento da tensão neutra) que constituem os mesmos."

Tominaga et al. (2009) mencionam que a interferência da ação humana, altera a dinâmica natural do sistema ambiental, acelerando, por consequência, a velocidade de mudança na condição natural. Além do mais, um conjunto de forças naturais originadas na atmosfera terrestre (denominadas pela geologia de "forças de origem externa"), busca o aplainamento dos terrenos, em oposição às chamadas "forças de origem interna" (originadas no interior do planeta) que criam as desigualdades.

O Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (IBGE), afirma que a causa majoritária que intensifica os eventos de escorregamentos é "[...] a infiltração de água

das chuvas combinada com mudanças nas condições naturais do relevo, como cortes para construção de moradias, rodovias, aterros e outras obras”. Essas ações antrópicas propiciam a supressão da camada vegetal na cabeceira das encostas, sendo mais uma condicionante que expõe o maciço de solo a ação das águas das chuvas, permitindo uma maior infiltração das mesmas e problemas de erosão, desde as mais brandas até mesmo o surgimento de pequenas ravinas, *pipping* e evoluindo para grandes voçorocas.

Os problemas de estabilização de taludes mencionados, geralmente são casos que necessitam intervenções e reparações urgentes por parte dos engenheiros e geólogos, visto que, na maioria das vezes, envolvem uma série de consequências desastrosas para a sociedade, tanto do ponto de vista social como também do ambiental e do econômico.

Para Gomes (2003), independentemente das hipóteses simplificadoras adotadas por cada método de estabilidade de talude, os parâmetros: coesão ( $c$ ) e ângulo de atrito ( $\phi$ ), podem ser obtidos através de ensaios de laboratório específicos (ensaio de cisalhamento direto e ensaios triaxiais), ensaios *in situ* ou então por retroanálises de casos reais observados em rupturas. Ocorre que a execução de ensaios de campo e laboratório em muitos casos não é possível de ser realizada devido aos custos e prazos envolvidos. Não bastasse isso, “[...] sérias ressalvas poderiam ser levantadas quanto à representatividade das amostras utilizadas e quanto à reprodutividade em laboratório, das condições naturais.” (LOPES, 1981).

A aplicação da retroanálise vem sendo bastante considerada no meio geotécnico, tanto que a consagrada USACE (2003, *apud* Sestrem et al., 2012), menciona a possibilidade de sua aplicação para avaliar deslizamentos de solos e rochas, com o intuito de avaliar as forças cisalhantes e os níveis piezométricos, além de aferir a estabilidade.

Baseado nesse contexto, esta pesquisa busca ressaltar a importância das análises de estabilidade em taludes e, ainda, verificar a eficiência do método de retroanálise aplicado aos taludes estudados nesta pesquisa, metodologia que foi desenvolvida por Lopes (1981), descrita e apresentada no 3º CBGE, em Itapema-SC e transcrita em Fiori e Carmigiani (2009).

## 1.2. OBJETIVOS

- Objetivo Geral

O objetivo desta pesquisa é a realização de análises paramétricas de estabilidade, em dois taludes já estabilizados pela metodologia de regressão proposta por Lopes (1981), comparando e validando, por métodos analíticos tradicionais, simulados em um programa computacional, tanto o fator de segurança destes, quanto os parâmetros de resistência geotécnica obtidos por diferentes critérios.

- Objetivos Específicos

Para que o objetivo geral fosse alcançado, foi necessário a realização das seguintes etapas:

- Levantamento bibliográfico dos tipos de escorregamentos, dos principais métodos determinísticos e expeditos de análise de estabilidade de encostas;
- Aquisição de dados dos taludes estabilizados nos estudos de caso;
- Coleta de amostra de solo indeformada *in loco*;
- Obtenção de parâmetros geotécnicos: coesão ( $c$ ) e ângulo de atrito ( $\phi$ ), por ensaios canônicos de laboratório a partir das amostras indeformadas coletadas em campo;
- Obtenção de parâmetros geotécnicos por retroanálise, aplicando o método de Morgenstern e Price (1965);
- Obtenção de parâmetros geotécnicos por retroanálise, aplicando o método de Lopes (1981);
- Simulação paramétrica por *software* de análise de equilíbrio limite, das seções críticas de ruptura dos taludes, já dimensionados pela consultora, utilizando os parâmetros obtidos em laboratório e nos estudos de regressão;
- Análise, comparação e validação da eficiência do método de Lopes (1981) frente aos métodos mais tradicionais.

## 2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

### 2.1 ESTABILIDADE DE TALUDES

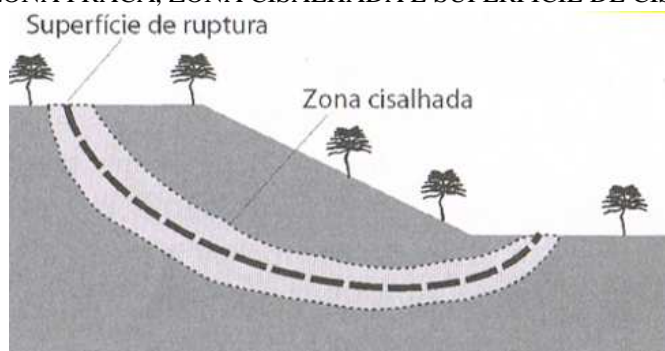
Segundo Fiori e Carmigiani (2009) define-se genericamente o termo talude como sendo qualquer superfície inclinada que limita um maciço de terra, de rocha ou ambos. Um talude pode ser classificado como natural, dos quais as encostas ou vertentes são um exemplo, pois não sofreram a ação antrópica, apenas modificações relativas à própria ação da natureza, ou seja, são feições geometricamente naturais. No caso de terrenos modificados pelo homem, ou artificiais, como terrenos que são aterrados ou cortados, ou seja, para os quais são trazidos ou dos quais são retirados solos, para a construção de uma determinada obra, são os chamados taludes de corte e aterro.

Gerscovich (2012), menciona que a constituição dos taludes naturais pode se dar por solo residual e/ou coluvionar, além da rocha. Os solos residuais são assim denominados por permanecerem no local onde tiveram sua origem e os coluvionares são gerados como resultado de transporte, causados principalmente pela ação da gravidade. No que se refere à forma, taludes podem exibir face plana ou curvilínea (côncava ou convexa).

A ruptura de um talude “[...] caracteriza-se pela formação de uma superfície de cisalhamento contínua na massa de solo. Portanto, existe uma camada de solo em torno da superfície de cisalhamento que perde suas características durante o processo de ruptura, formando assim a zona cisalhada [...]” (GERSCOVICH, 2012).

A FIGURA 1 indicada abaixo caracteriza com maior detalhe, os termos citados acima, na representação de um talude genérico:

FIGURA 1 - ZONA FRACA, ZONA CISALHADA E SUPERFÍCIE DE CISALHAMENTO



FONTE: GERSCOVICH (2012).

O termo talude “é mais empregado para definir encostas próximas a obras lineares, de mineração, etc., tendo um caráter mais geotécnico e relacionado a áreas restritas.”. (WOLLE, 1980 *apud* MENEZES, 2012).

Uma análise de estabilidade é feita geralmente, para determinar-se as condições de projeto que garantam a segurança mínima necessária. Contudo, mesmo mantendo condições favoráveis de projeto, não são raros os casos de rupturas de taludes. "Nestes casos pode-se fazer a análise da estabilidade do talude rompido a fim de se determinar os parâmetros dos materiais, as condições de carregamento e as características geométricas que provocaram a ruptura.". (MAIA *et al.*, 2010).

Massad (2005) aborda o motivo de alguns taludes romperem e outros não: a inexistência de projetos de engenharia; a dificuldade de localização, durante a prospecção, de descontinuidades no maciço prejudicial ao corte e a incompreensão das manifestações que controlam o comportamento dos solos tropicais, em especial, da sucção.

Mattos (2009) refere-se a ao termo retaludamento, como o tipo de obra mais utilizado de estabilizar taludes, face à sua simplicidade e eficácia, assim como o fato de qualquer condição de ocorrência, qualquer tipo de solo e rocha e seja qual for o tipo de esforços, existirá sempre uma geometria para o talude, em que a estabilidade ocorre. “O retaludamento nada mais é que um processo que altera através de cortes e aterros por terraplenagem as encostas existentes em um dado local.”.

Conforme Pereira (2013) a análise de estabilidade busca compreender um conjunto de procedimentos que visam determinar um índice ou uma grandeza, que permita quantificar a proximidade de ruptura a que um talude qualquer pode se encontrar.

Segundo Junior (2005 *apud* Pereira, 2013) o autor também descreve os três métodos de análise que podem ser empregados:

- Métodos analíticos: baseiam-se na teoria do equilíbrio limite, análise limite e nos modelos matemáticos de tensão e deformação.
- Métodos experimentais: empregam modelos físicos de diferentes escalas;



- Métodos observacionais: calcados na experiência acumulada com a análise de rupturas anteriores (retroanálise, ábacos de projetos, opinião de especialistas).

Cabe ressaltar que para esta pesquisa, serão utilizados dois dos três métodos citados: os analíticos em comparação com os observacionais.

## 2.2 CLASSIFICAÇÃO DOS MOVIMENTOS DE MASSA

A classificação dos movimentos de massa é um instrumento de vital importância para se compreender tais fenômenos. “A classificação é considerada como um primeiro passo da investigação científica, sendo destinada para reduzir uma variedade de fenômenos relatados, facilitando seu reconhecimento e grupos significativos com bases em comuns atributos” (CROZIER, 1986 *apud* NERY, 2011).

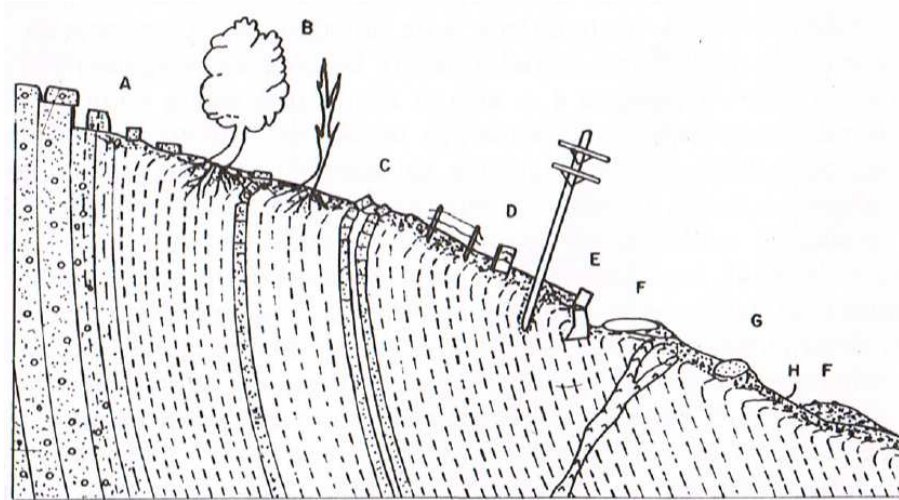
Diversas classificações nacionais e internacionais já foram publicadas, no entanto, por ser uma classificação simples e de fácil compreensão, foi adotada para este trabalho, a classificação para os mecanismos de ruptura de taludes proposta por Magalhães Freire, publicado em março de 1965, no trabalho: “Movimentos coletivos de solos e rochas e sua moderna sistemática” e descrita pelos autores Guidicini e Nieble (1984), em sua bibliografia.

O autor apresenta três tipos substanciais de movimentos coletivos de solo e de rocha, sendo eles: a) escoamentos, b) escorregamentos, c) subsidências.

- a) Escoamentos: São determinados por processos contínuos, com ou sem superfície de ruptura definida. O termo escoamento é pouco utilizado por seu amplo caráter, pois engloba dois outros termos para os movimentos, os lentos, denominados “rastejos” e os rápidos, as chamadas “corridas”.
- b) Rastejos (ou fluências): Seus movimentos podem abranger grandes áreas, sem que fique claramente definido o material em movimento e o material estacionário. A velocidade é baixa, na faixa de milímetros por ano e o deslocamento provocado não supera 0,30 metros em dez anos. Suas principais causas são a ação da gravidade aliada a efeitos de variação de temperatura e umidade, bastante recorrentes em regiões da Serra do Mar, por exemplo. Caso a massa de solo em processo de rastejo, atinja um talude mais íngreme pode

tornar-se um processo de escorregamento. Os principais indícios aparentes na superfície onde ocorrem estes movimentos, estão representados nas FIGURA 2 e FIGURA 3 abaixo:

FIGURA 2 – SINAIS QUE EVIDENCIAM A PRESENÇA DE RASTEJO



FONTE: SHARPE 1938 *apud* GUIDICINI E NIEBLE (1984).

LEGENDA: (A) blocos deslocados de sua posição inicial;  
 (B) árvores inclinadas ou com troncos recurvados;  
 (C) estratos e camadas rochosas sofrendo variações bruscas (encosta abaixo) ou xistosidade;  
 (D) deslocamento de postes e cercas;  
 (E) trincas e rupturas em elementos rígidos, como muretas, muros, paredes;  
 (F) eixos de estradas e ferrovias sofrendo inflexões no alinhamento;  
 (G) matacões arredondados;  
 (H) linhas de seixos recobertas por regolito em movimentação de rastejo.

FIGURA 3 - INDÍCIOS TÍPICO DE ÁRVORES INCLINADAS, TRONCOS RECURVADOS E TRINCAS DE TRAÇÃO



FONTE: ENGEMIN (2011).

- c) Corridas: São considerados movimentos de alta velocidade, velocidades estas, já registradas, entre poucas dezenas de centímetros por dia até mais de 10 km por hora, ocasionados geralmente por encharcamento do solo devido a longos períodos de chuva branda ou por precipitação intensa. A forma desse tipo de movimento (FIGURA 4) assemelha-se, normalmente, em planta, a uma língua, onde pode se identificar três elementos: “[...] a região de montante, denominada raiz, concentra o material que se deslocará; a parte central, alongada, denomina-se corpo; e a área de acumulação final do material transportado, denominada base, normalmente se localiza na região mais baixa do vale.” (GERSCOVICH, 2012).

FIGURA 4 - CASO CARACTERÍSTICO DE CORRIDA DE MASSA - ILHOTA (SC)



FONTE: AUMOND (2009).

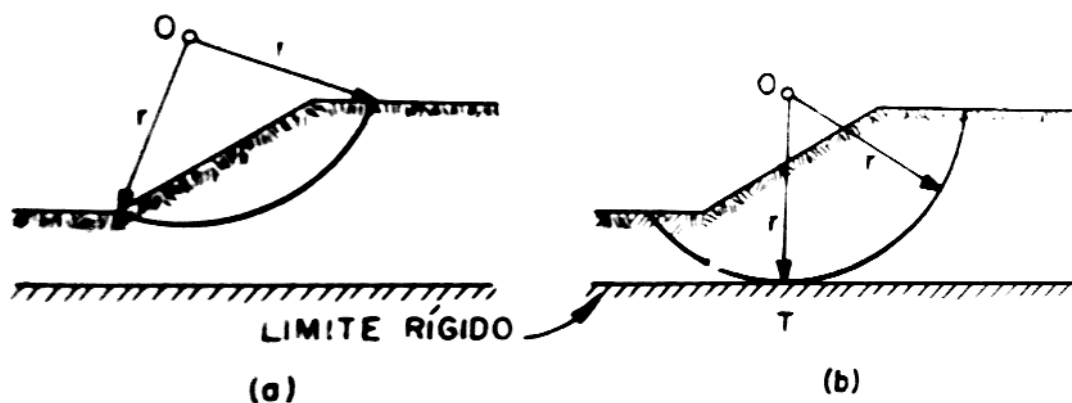
d) Escorregamentos: “Os escorregamentos verdadeiros referem-se a deslizamentos de volumes de solos ao longo de superfícies de ruptura bem definidas, cilíndricas ou planares. São, a rigor, os únicos que podem ser submetidos a análises estáticas, do tipo método de equilíbrio-limite [...]” (MASSAD, 2003). São considerados movimentos rápidos, de duração relativamente curta, com o centro de gravidade da massa de solo se deslocando para baixo e para fora do talude. Quanto à velocidade, esta cresce de quase zero a no mínimo 0,30 metros por hora. Os escorregamentos dividem-se em dois tipos, os rotacionais e os translacionais ou planares.

- Rotacionais: Como uma forma simplificada da superfície de ruptura neste movimento, mais aproximada da realidade, é adotada um arco de circunferência ou cilíndrica (FIGURA 6). Assim, o movimento de colapso do maciço, acontece por ruptura através dessa superfície crítica de escorregamento e rotação em torno do arco que este movimento forma. Ainda, tal movimento distingue-se por dois casos que correspondem com razoável aproximação, o que se ocorre na natureza: escorregamento de talude e escorregamento de base (FIGURA 5). Tanto nas rochas quanto nos solos, bem como em qualquer outro tipo de material, cabe salientar a premissa que a ruptura segue o caminho de



menor resistência. O peso da cunha é a força mobilizante do colapso, enquanto a resistência ao cisalhamento por toda a extensão do círculo de ruptura, é a força resistente. Portanto, efetuando uma análise de relação entre estas forças, para diferentes posições do arco de escorregamento, considera-se para o menor valor encontrado, o fator de segurança contra a ruptura. Caso este for 1, o talude se encontra em equilíbrio limite.

FIGURA 5 - CASOS TEÓRICOS DE ESCORREGAMENTO ROTACIONAL



FONTE: GUIDICINI E NIEBLE (1984).

LEGENDA: (a) escorregamento de talude;  
(b) escorregamento de base.

FIGURA 6 - CASO CARACTERÍSTICO DE RUPTURA CIRCULAR - BRUSQUE (SC)



FONTE: AUMOND (2009).

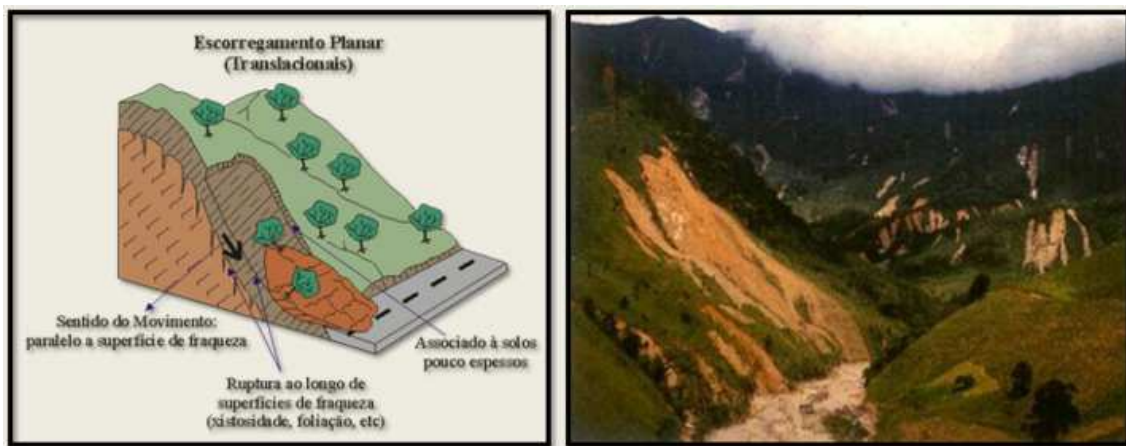
FIGURA 7 - CASO CARACTERÍSTICO DE RUPTURA CIRCULAR - TIMBÓ (SC)



FONTE: AUMOND (2009).

- Translacionais ou Planares: Movimentos condicionados, principalmente, por anisotropias existentes no interior das massas de solos e rochas. Seu deslocamento ocorre ao longo de superfícies planas preexistentes e também de feições estruturais (planos de estratificação, gnaissificação, xistosidade, falha, acamamento, diaclasamento, fendas preenchidas por materiais de alteração, juntas de alívio de tensões, contato entre camadas) (FIGURA 8). Após o escorregamento, a massa de solo que desceu apresenta, por via de regra, forma tabular. Escorregamentos desse tipo podem ocorrer normalmente em taludes mais abatidos, atingindo em geral grandes extensões, que variam de centenas ou até milhares de metros. Tais movimentos, denominados também de deslizamentos, típicos de regiões montanhosas, causam efeitos catastróficos quando deflagrados, devido à sua elevada aceleração.

FIGURA 8 - CASO CARACTERÍSTICO DE RUPTURA PLANAR (TRANSLACIONAL)



FONTE: GUIMARÃES (2016).

a) Subsidiências: Estes movimentos pouco se correspondem ao conceito de estabilidade de taludes, no entanto, subsidiências reproduzem movimentos de massa ou movimentos coletivos de solo e de rocha. Os movimentos de escoamentos e escorregamentos acontecem com componentes de forças horizontais e verticais agindo, e ainda possuindo frente livre, direção a qual o movimento se desenvolve. De antemão, as subsidiências ocorrem sem frente livre, apenas com deslocamento vertical, sem a ação do componente horizontal, que é nula ou praticamente nula. Os movimentos se classificam e dividem-se em: subsidiências propriamente ditas, recalques e desabamentos.

- Subsidiências (propriamente ditas): Movimentos causados pela remoção de alguma fase sólida, gasosa ou líquida do substrato, ocasionando o efeito de adensamento ou afundamento das camadas de solo. Processos naturais como a fusão de massas de gelos enterradas, ação erosivas de águas subterrâneas, e também processos por ação antrópica como a exploração de depósitos petrolíferos, bombeamento de águas subterrâneas, mineração (em resumo, correspondentes a uma exploração intensa do subsolo), são as causas geradoras desses afundamentos.
- Recalques: Caracterizados por movimentos de direção vertical de uma determinada estrutura, causados pela expulsão de água e consequente deformação do subsolo pelas tensões devidas ao próprio peso da estrutura superimposta. Em relação às subsidiências, as áreas de



influência dos recalques são relativamente menores, e também seus locais são afetados por cargas como aterros, edificações etc. que provocam tais movimentos, diferentemente das subsidências que não dependem necessariamente destas últimas.

- Desabamentos: São configurações mais bruscas de subsidências, que podem ter efeitos catastróficos, colapsando a superfície devido rupturas totais ou parciais das camadas do subsolo. A causa principal desses movimentos liga-se a processos subterrâneos de mineração ou também, a processos naturais como a dissolução de rochas, formando regiões de dolinas.

## 2.3 PARÂMETROS GEOMECÂNICOS DE RESISTÊNCIA DOS SOLOS

Para a aplicação de métodos de estabilidades em taludes, se faz necessário determinar os dados de entrada para a resolução do problema, ou seja, é necessário estabelecer os parâmetros de resistência ao cisalhamento dos solos: a coesão ( $c$ ) e o ângulo de atrito ( $\phi$ ). Isso, independentemente das hipóteses simplificadoras adotadas por cada método (GOMES, 2003).

De acordo com Hoek e Bray (1981), as principais propriedades dos materiais que são relevantes para o estudo de estabilidade de taludes são o ângulo de atrito, a coesão e o peso das massas de solos e rochas.

Caputo (1988) também descreve em sua bibliografia, que a exata determinação da resistência ao cisalhamento dos solos, vem a ser uma das questões mais complexas da Mecânica dos Solos. O autor ainda salienta que “a propriedade dos solos em suportar cargas e conservar sua estabilidade, depende da resistência ao cisalhamento do solo; toda massa se rompe quando esta resistência é excedida.”.

“Mohr (1900) apresentou a teoria para ruptura em materiais. A teoria afirmava que um material se rompe por causa da combinação entre as forças normal e de cisalhamento, e não devido à máxima força normal ou de cisalhamento isoladamente.”. (DAS, 2011).

Diante do exposto, Conte e Heidemann (2011) relacionam a realização de uma caracterização geotécnica do solo diretamente envolvido em uma instabilização de talude, para então, poder melhor compreender os processos deflagradores das

instabilidades de encostas. Para determinação dos parâmetros de resistência ao cisalhamento (coesão e ângulo de atrito) do solo, os ensaios mais usuais utilizados são o de cisalhamento direto, executados em corpos de prova indeformados e remoldados, sendo este, um ensaio mais simples, rápido e de baixo custo.

Segundo Ortigão (2007) um outro ensaio extremamente importante em Mecânica dos Solos que pode ser considerado como ensaio padrão, é o de compressão triaxial, que corresponde à compressão em uma amostra cilíndrica em que se variam as tensões radial e axial. Esse ensaio “se presta tanto ao estudo de resistência quanto ao de relações tensão-deformação. É muito versátil, permitindo a aplicação de trajetórias de tensão diversas [...]”

A resistência ao cisalhamento define-se como: a tensão de cisalhamento atuante no solo no plano em que a ruptura estiver ocorrendo. A relação entre as tensões de cisalhamento e normais para uma superfície de rocha ou para uma típica amostra de solo pode ser expressa na EQUAÇÃO 1. (Pinto, 2006).

$$\tau = c + \sigma \cdot \operatorname{tg} \phi \quad (1)$$

onde:

$\tau$  = resistência ao cisalhamento;

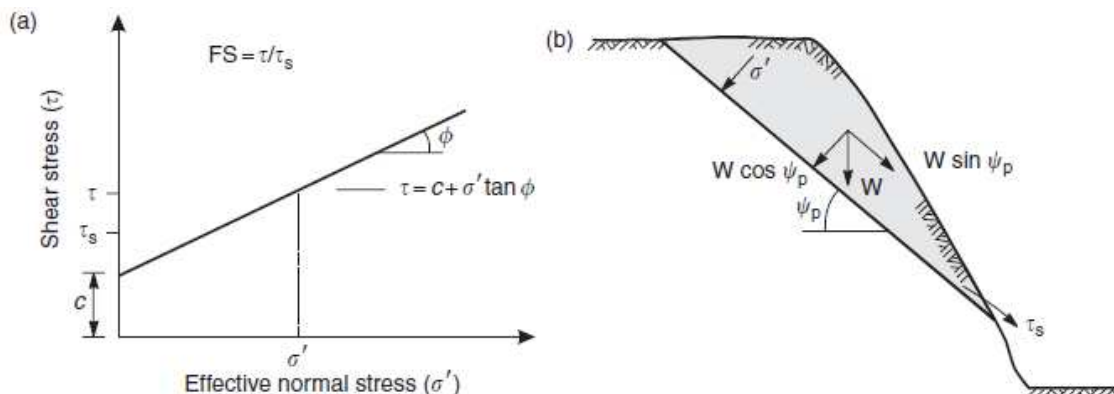
$c$  = coesão;

$\sigma$  = tensão normal atuante no plano de ruptura;

$\phi$  = ângulo de atrito do solo.

A FIGURA 9 representa a expressão acima aplicada graficamente no diagrama de Mohr.

FIGURA 9 - MODO DE CÁLCULO DO FATOR DE SEGURANÇA DO BLOCO DESLIZANTE



FONTE: WYLLIE & MAH (2004).

LEGENDA: (a) diagrama de Mohr que mostra a resistência ao cisalhamento definido pela coesão (c) e o ângulo de atrito ( $\phi$ );  
(b) decomposição da força W devido ao peso do bloco em componentes paralelo e perpendicular ao deslizamento  $\psi_p$ .

## 2.4 MÉTODOS DETERMINÍSTICOS DE ANÁLISE DE ESTABILIDADE

Tonus (2009) menciona em seu trabalho, que as análises de natureza determinística, se caracterizam pela utilização de valores médios das variáveis compreendidas no problema, como a coesão, ângulo de atrito e o peso específico do solo. Portanto, não são consideradas as variações desses parâmetros, e por fim, fornecem como resultado um valor de coeficiente de segurança que, para um talude estável, deverá ser maior que a unidade.

Dell'Avanzi e Silva (2013) conceituam que se deve ter em mente, "que a magnitude de segurança de um talude (descrito pelo seu fator de segurança) é um valor com variação temporal, resultado das condições de fluxo e de não saturação do solo."

Segundo Calle (2000), a seleção da maneira possível de ruptura deve ser baseada no conhecimento da geologia in situ e do perfil do solo intemperizado. Esse autor ainda comenta que, as rupturas desenvolvidas geralmente não são de formato circular ou em arco, sendo mais representativas as superfícies superficiais e não circulares. No entanto, utiliza-se superfícies circulares para facilitar a resolução do problema. Calle (2000) também configura como os métodos particulares bem conhecidos nesta categoria: o de Fellenius (1936), Bishop (1955), Kenney (1956), Janbu (1954,1973), Chugaev (1964), Nonveiller (1965), Morgenstern e Price (1965), Bell (1968), Spencer (1967), Madej (1971) e Sarma (1973), sendo todos baseados no

princípio do equilíbrio limite e no critério de ruptura de Mohr Coulomb, diferindo nas simplificações que tornam o problema determinado.

Mattos (2010) cita que a divisão da massa de solo em fatias com faces verticais, segue intuitivamente o fraturamento que surgiria no decorrer do processo de ruptura.

Dentre os métodos de análise de estabilidade por equilíbrio limite, destaca-se como os mais rigorosos: o de Spencer e Morgenstern e Price (que permitem a utilização de qualquer superfície potencial de ruptura), pois além de incluírem todas as forças entre as fatias, satisfazem também todas as equações de equilíbrio estático. Portanto, foram selecionados pelo autor desta pesquisa, para a realização da parametrização e das análises dos estudos de caso, além dos dois mais rigorosos mencionados, mais dois outros métodos que além de serem usuais e aplicáveis no meio geotécnico, também são rigorosos do ponto de vista mecânico. Os quatro métodos escolhidos foram: Fellenius ou Ordinário das Fatias, Morgenstern e Price, Bishop Simplificado e Spencer. Uma breve descrição de cada um deles está apresentada nos subitens abaixo:

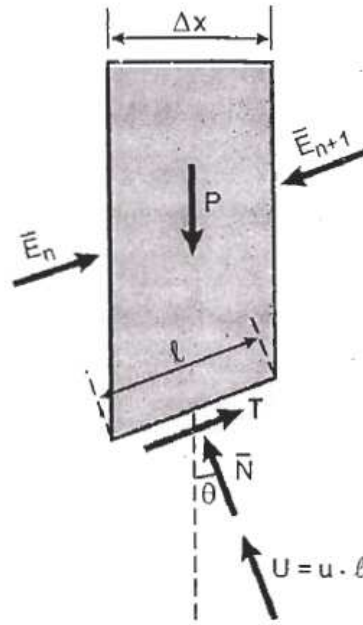
#### 2.4.1 Método de Fellenius ou Ordinário das Fatias

Mattos (2010) relata o método de Fellenius, considerando que as forças atuantes “nos lados das fatias são paralelas à sua base e realizam o equilíbrio de forças normais à base de cada fatia, ou seja, na direção do raio do círculo que descreve a superfície de ruptura.”. O autor também ressalta que o método desconsidera a pressão de água entre as fatias. Segundo Massad (2003) o método pode induzir a consideráveis erros, devido ao modo como se trata essas pressões neutras.

O método de Fellenius caracteriza-se por adotar superfície de ruptura circular, e cumpre para o cálculo do FS, somente o equilíbrio de momentos em torno do centro da superfície de ruptura. Cabe ressaltar Fellenius como um método bastante simples, o qual negligencia as forças nas laterais das fatias. (TONUS, 2009).

A FIGURA 10 retrata as forças dispostas no problema:

FIGURA 10 - ESFORÇOS ENVOLVIDOS NA LAMELA DE FELLENIUS



FONTE: MASSAD (2003).

O fator de segurança é obtido por meio da seguinte expressão:

$$FS = \left[ \frac{\sum [c' \cdot l + (P \cos \theta - u \cdot \Delta x \cdot \sec \theta) \operatorname{tg} \phi']}{\sum (P \operatorname{sen} \theta)} \right] \quad (2)$$

onde:

$\theta$  = inclinação da base da fatia;

$\phi'$  = ângulo de atrito interno efetivo do solo;

$c'$  = coesão efetiva do solo;

$u$  = poropressão no centro da base da fatia;

$l$  = comprimento da base da fatia;

$\Delta x$  = largura da fatia;

$P$  = peso da fatia;

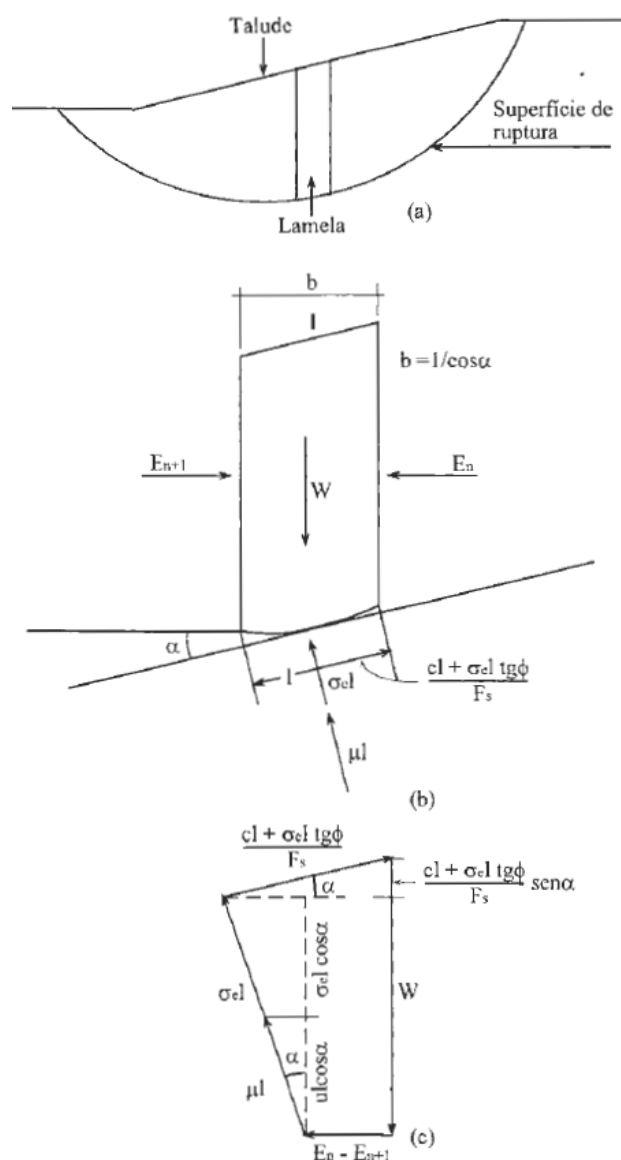
$FS$  = coeficiente de segurança estimado.

#### 2.4.2 Método de Bishop Simplificado

Rogério (1977) descreve que o nome do método, agregado pelo termo “Simplificado”, justifica-se pelo fato de supor nula a ação de forças laterais que atuam

em cada fatia da massa de solo. Essa simplificação do método original de Bishop, acarreta em um erro de apenas 1% sobre o cômputo do cálculo exato. O autor ainda comenta que: além de ser conhecida ou estimada a pressão neutra atuante, e a análise do escorregamento só servir para superfície de ruptura circular, “a vantagem desse método também está em se poder trabalhar com talude que contenha solos diversificados, isto é, solos que apresentem coesão efetiva diferente ( $c'$ ), bem como diferente ângulo de atrito interno efetivo do solo ( $\phi'$ ) no mesmo talude”.

FIGURA 11 - ESFORÇOS ENVOLVIDOS NA LAMELA DE BISHOP SIMPLIFICADO



FONTE: FIORI & CARMIGIANI (2009).

Levando em consideração as forças envolvidas na FIGURA 11, a fórmula utilizada para aplicação do método é apresentada na seguinte forma:

$$FS = \left[ \frac{\sum [b c' + (W - u b) \operatorname{tg} \phi'] \frac{1}{M(\alpha)}}{\sum W \operatorname{sen} \alpha} \right] \quad (3)$$

sendo:

$$M(\alpha) = \cos \alpha \left( 1 + \frac{\operatorname{tg} \phi' \cdot \operatorname{tg} \alpha}{F} \right) \quad (4)$$

onde:

$\alpha$  = ângulo entre a horizontal e a tangente no ponto médio da base da fatia; é positivo quando o círculo de escorregamento está no mesmo quadrante do talude;

$\phi'$  = ângulo de atrito interno efetivo do solo;

$c'$  = coesão efetiva do solo;

$u$  = poropressão no centro da base da fatia;

$b$  = largura da fatia;

$W$  = peso da fatia;

$FS$  = coeficiente de segurança estimado.

Segundo Rogério (1977) assume-se um valor de  $FS$  e recalcula-se até verificar, é um processo iterativo. No geral três iterações satisfazem a procura de  $FS$ , quando se tem aproximadamente  $FS$  assumido =  $FS$  obtido.

#### 2.4.3 Método de Morgenstern e Price

Diversos casos de rupturas observados e relatados, apesar de terem sido considerados como casos de rupturas rotacionais, cujas superfícies fossem circulares, na verdade conduziam a superfícies diferentes de um arco de círculo, ou seja, não retratavam a real e efetiva superfície de ruptura, não retratando a mais crítica. Esta dificuldade evidenciava uma superestimativa dos fatores de segurança. “O método de Morgenstern-Price apresenta uma solução para tornar o sistema de equações de equilíbrio estático determinado, que viabiliza a determinação de um fator de segurança para qualquer superfície potencial de ruptura.”. (MATTOS, 2010).

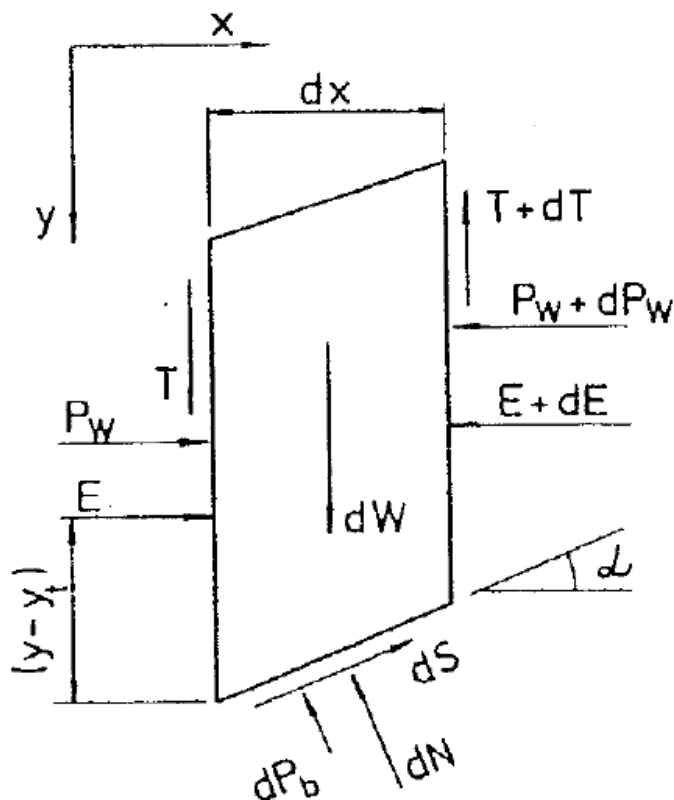
Por se tratar de um processo iterativo com cálculos muitos complexos e extensos, emprega-se o uso de programas computacionais capaz de efetuá-los.



Das (2011) salienta que Morgenstern (1963) usou o método das fatias de Bishop para determinar o FS durante uma situação de rebaixamento rápido para o caso de taludes em aterros de argila sobre argila saturada.

A FIGURA 12 fornece a representação das forças adotadas pelo método com a pressão neutra que é incorporada nas forças entre as fatias.

FIGURA 12 - ESFORÇOS ENVOLVIDOS NA LAMELA DE MORGENSTERN E PRICE



FONTE: CHOWDHURY (1978) *apud* TONUS (2009).

onde:

$dW$  = peso da fatia

$T$  = força tangencial entre as fatias

$E$  = força normal entre as fatias

$P_w$  = pressões neutras nas laterais da fatia

$dP_b$  = resultante das pressões neutras na base da fatia

$dN$  = força normal à base da fatia

$dS$  = força cisalhante mobilizada na base da fatia

$dx$  = espessura da fatia

$\alpha$  = inclinação da base da fatia



A partir das equações de equilíbrio de forças nas direções paralelas e normais à base da fatia, e assumindo a poropressão constante em todo o talude, a expressão da resultante das forças interlamelares ( $Q$ ), na qual incorpora o FS, utilizando um processo iterativo para o cálculo do FS final, é definida da seguinte forma:

$$Q = \gamma H b \left[ \frac{\frac{c'}{FS \gamma H} + \frac{1}{2} \frac{h}{H} \frac{tg \phi'}{FS} (1 - 2ru + 2\cos\alpha) - \frac{1}{2} \frac{h}{H} \sin 2\alpha}{\cos\alpha \cos\alpha (\alpha - \theta) \left\{ 1 + \frac{tg\phi'}{FS} tg(\alpha - \theta) \right\}} \right] \quad (5)$$

onde:

$\theta$  = inclinação da base da fatia;

$\phi'$  = ângulo de atrito interno efetivo do solo;

$c'$  = coesão efetiva do solo;

$ru$  = poropressão;

$h$  = altura da fatia;

$\alpha$  = inclinação da base da fatia;

$H$  = altura do talude;

FS = coeficiente de segurança estimado.

## 2.5 MÉTODOS EXPEDITOS/EMPIRICOS DE RETROANÁLISE

Entende-se por métodos de retroanálise, todo exame feito em taludes ou encostas após se suceder a ruptura, no propósito de se obter os parâmetros físicos de resistência mobilizados no momento preciso antes do escorregamento ter ocorrido. (BORCHARDT, 2012).

De acordo com Gomes (2003), vários autores fazem menção que a aplicação de métodos de retroanálises, é um dos métodos mais práticos e eficientes para obter-se uma rápida estimativa a baixo custo dos parâmetros de resistência médios equivalentes de um determinado talude ou encosta. O autor ainda comenta, que o emprego da técnica de retroanálise para a determinação dos parâmetros de resistência médios equivalentes de um talude que se encontra instável, os quais serão aplicados no projeto de estabilidade, é realizado empiricamente a partir da escolha de um dos vários pares de parâmetros de

resistência da curva  $c = f(\phi)$ , que satisfazem a condição do fator de segurança  $(FS) = 1$ , baseada geralmente na estimativa do ângulo de atrito dos materiais envolvidos.

Barros e Gomes (2005) também relatam que a técnica da retroanálise, apoia-se basicamente em considerar que no momento de ruptura de um talude, "seu FS atingiu um valor inferior à unidade ( $FS < 1,00$ ). Em uma análise em termos determinísticos, essa consideração permite que se calcule os parâmetros de resistência que levariam ao limite do equilíbrio, ou seja, ao fator de segurança unitário ( $FS = 1,00$ ).".

Segundo Jesus (2008) "a importância da retroanálise está no fato de que os parâmetros parâmetros definidos por ele são mais representativos de todo o maciço, substituindo em parte ensaios de laboratório.". A autora ainda comenta que por se representar como um ensaio realizado "em escala natural, a retroanálise apresenta resultados em termos de parâmetros geomecânicos, mais realistas do que os ensaios de laboratório, tendo em vista que se levam em consideração as descontinuidades e as condições de contorno em escala natural.".

Sestrem et al. (2012) reforça a eficiência da retroanálise, afirmando que os parâmetros obtidos tendem a não ser representativos somente de uma única amostra de solo, mas sim do comportamento médio do talude como um todo. Da mesma forma, Menezes (2012) salienta que as superfícies de ruptura de taludes são bastante complexas, havendo a necessidade de conhecimento dos parâmetros de resistência ao cisalhamento em escala real.

Os dois subitens abaixo, tem por objetivo explicar duas metodologias para retroanálise de taludes: o primeiro deles (Método de Hoek) foi a base dos estudos que originaram o segundo (Método de Lopes), empregado como a principal ferramenta de análise desta pesquisa.

### 2.5.1 Método de Hoek

O método proposto por Hoek (1972), considera basicamente dois tipos de ruptura, são eles: a ruptura planar, onde este ocorre pela extensão de feições estruturais bem definidas, como fraturas, falhas ou planos de acamamentos, e ruptura circular ou rotacional, que ocorre em locais de solos e rochas brandas, cujas propriedades mecânicas não são regidas pelas feições estruturais da ruptura planar. O autor ainda considera a influência da pressão da água em dois casos: "fluxo normal descendente,

paralelo ao talude, e fluxo horizontal, no qual o movimento livre descendente da água subterrânea é inibido pela presença de camadas horizontais ou de juntas argilosas impermeáveis.”. O método também considera a influências de fendas de tração, tanto saturadas como secas. (FIORI & CARMIGIANI, 2009).

Complementando as considerações descritas no parágrafo anterior, Lopes (1981) também enumera as seguintes hipóteses simplificadoras admitidas pelos fundamentos dos ábacos de Hoek:

- uniformidade das propriedades dos materiais através dos taludes;
- materiais com ângulos de atrito interno entre  $10^\circ$  e  $40^\circ$ ;
- análise bidimensional;
- ruptura simultânea ao longo de toda a superfície;
- para o caso de ruptura plana é admitido ainda que  $i$  (ângulo de talude)  $> \beta$  (ângulo do plano potencial de escorregamento)  $> \phi$  (ângulo de atrito ao longo do plano).

Calles (2000) relata que Hoek (1972) em seu trabalho, elaborou ábacos de projeto de taludes para solos, rochas brandas e duras fraturadas, que expressam por meio de parâmetros adimensionais uma avaliação quantitativa da estabilidade de taludes perante determinadas condições, permitindo que seu método avalie a variação de estabilidade de um talude diante de alterações de altura, inclinação, parâmetros de materiais e condições hidrogeológicas. “O trabalho tem, ainda, a vantagem de permitir a análise regressiva do fenômeno, ou seja, a partir do estudo de taludes em diversas condições de equilíbrio, chegar-se a valores médios aproximados de  $c$  (coesão) e  $\phi$  (ângulo de atrito interno).”.

Conforme descrito por Queiroz e Gaioto (1987), a ideia do método baseado em experiências precedentes, proposto por Hoek (1972), “consiste basicamente na análise da estabilidade de taludes por equilíbrio limite, considerando que o talude possua, na ruptura, um fator de segurança igual à unidade, isto é,  $FS=1,0$ .”.

Os autores Fiori e Carmigiani (2009), utilizaram por meio de um exemplo prático o método usado por Hoek, para se obter os ábacos de análise de estabilidade de taludes:

Para construir uma série de gráficos que dariam uma solução com precisão às equações de estabilidade, as quais incluem diversas componentes e parâmetros da

vertente, para definir-se o fator de segurança, haveria necessidade de locar “[...]  $\gamma H/c$  versus  $i$  para diversos valores de  $\theta$  e  $\phi$ ,  $\gamma H/c$  versus  $\theta$  para diversos valores de  $i$  e  $\phi$  e  $\gamma H/c$  versus  $\phi$  para diversos valores de  $i$  e  $\theta$ .”. Contudo, esse gráfico seria extremamente complexo para ser utilizado, sendo mais prático resolver a equação original, caso a caso. No entanto, existe a possibilidade de combinar os ângulos  $i$ ,  $\theta$  e  $\phi$  numa função mais simplificada que, quando plotada contra  $\gamma H/c$ , reduziria a complexidade desse ábaco. “Como não há uma técnica matemática óbvia para a obtenção de tal gráfico, Hoek (1972) utilizou um método de tentativas, por meio do qual razões, produtos e somas desses três ângulos são estimados e plotados em um gráfico contra  $\gamma H/c$ .” (FIORI & CARMIGIANI, 2009).

Considerando o caso de ruptura circular, o qual está identificado nos estudos de caso do presente trabalho, e que foi estudado no decorrer desta pesquisa, o grupo adimensional escolhido por Hoek (1972), por fornecer uma boa aproximação à função ideal, é o ângulo do talude subtraindo 1,2 vezes o ângulo de atrito interno do material, ou seja:

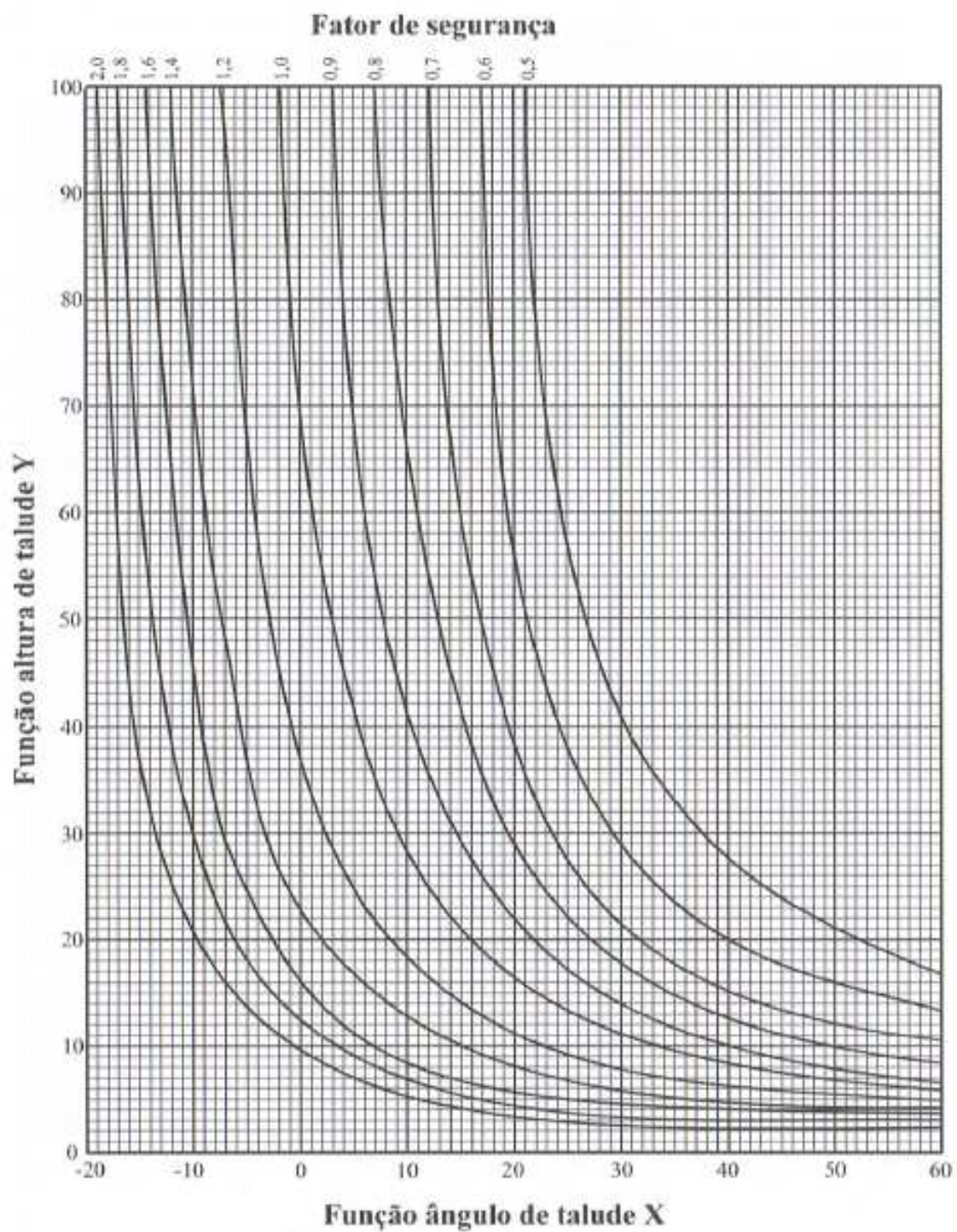
$$X = i - 1,2 \phi \quad (6)$$

Este grupo deve ser então combinado com outro grupo adimensional, em um sistema de coordenadas cartesianas, onde a densidade aparente natural do material é multiplicado pela altura do talude e dividido pela coesão:

$$Y = \frac{\gamma_{nat} H}{c} \quad (7)$$

De acordo com os autores Fiori e Carmigiani (2009), O primeiro grupo foi denominado por Hoek (1972) como “função do ângulo de talude”, ou simplesmente  $X$ , e o segundo denominado de “função altura do talude”, ou  $Y$ . “Os valores da função  $X$ , quando plotados contra os da função  $Y$ , caem sobre uma curva singular, que pode ser agora usada como base para um ábaco, uma vez que, conhecendo-se um valor de  $X$ , o valor para a função  $Y = \gamma H/c$  poderá ser obtido, e vice-versa.”. O ábaco de projeto descrito está representado na FIGURA 14 abaixo:

FIGURA 14 - ÁBACO DE PROJETO DE RUPTURA CIRCULAR

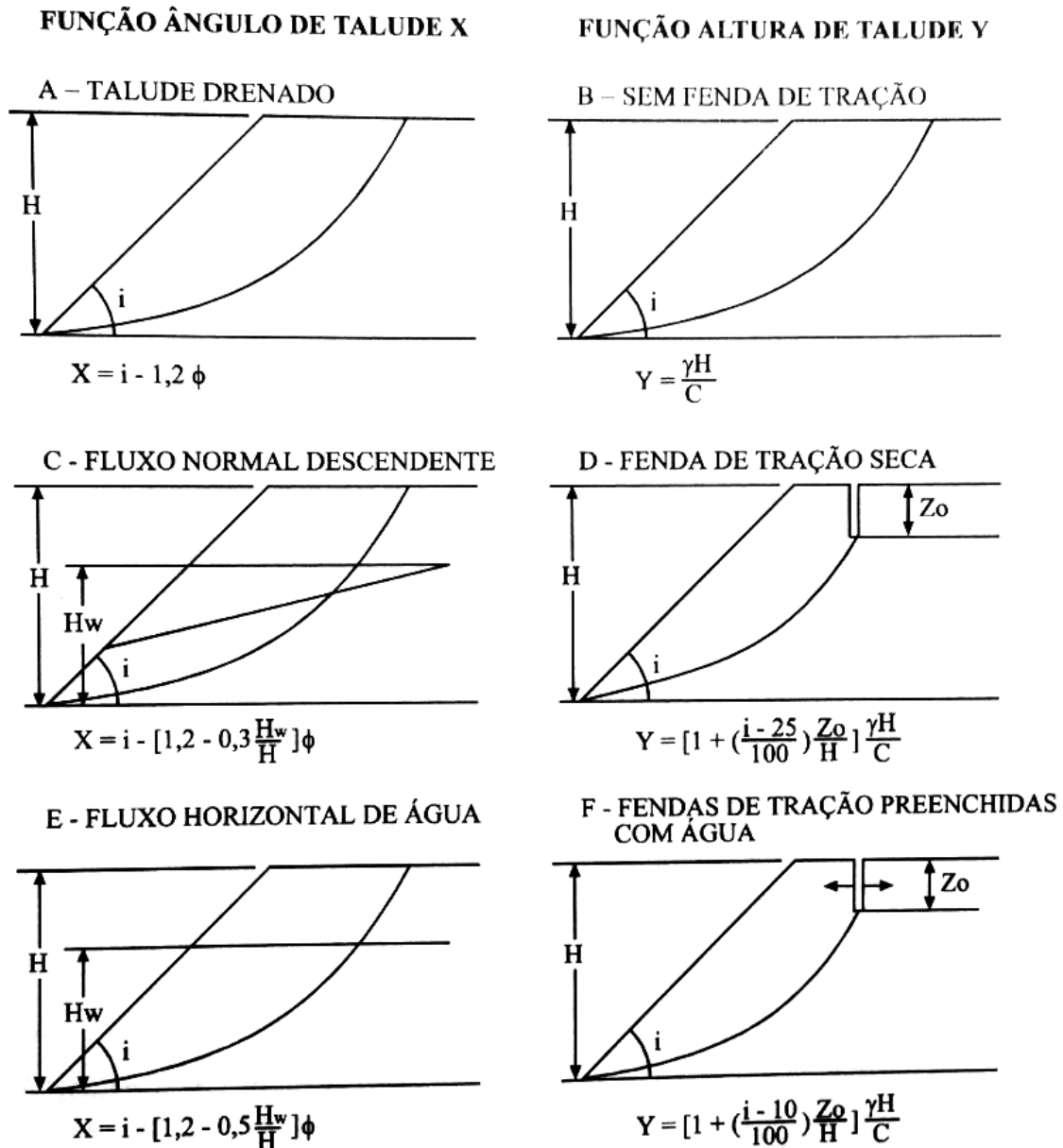


FONTE: HOEK (1972)

As relações estabelecidas por Hoek (1972) entre os parâmetros básicos de coesão e ângulo de atrito, e as duas funções X e Y, são de caráter aproximado. A validade dos ábacos aplicados no método, foi testada e confrontada com métodos usuais de estudo de estabilidade.

Conforme descrito no primeiro parágrafo deste item, o método propõe seis situações diferentes (FIGURA 15), possibilitando nove combinações possíveis das funções X e Y que, aparentemente, são suficientes para cobrir os casos mais importantes que poderão surgir na análise da estabilidade de taludes em potencial de ruptura.

FIGURA 15 - FUNÇÕES X E Y PARA O ACOMPANHAMENTO DO ÁBACO DE RUPTURA CIRCULAR

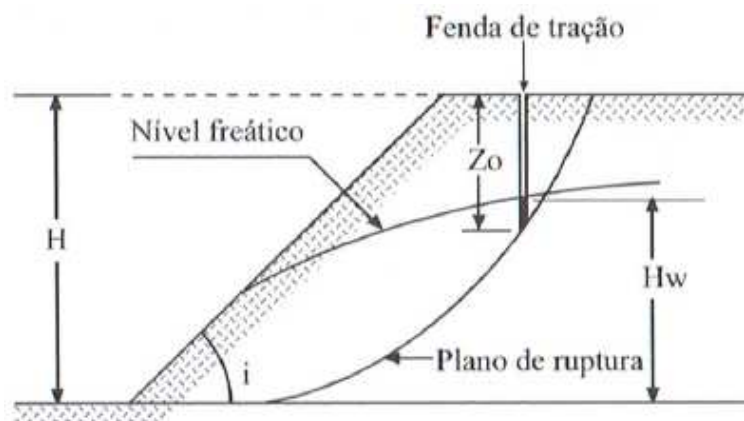


FONTE: HOEK (1972).

A FIGURA 16 demonstra a seção tipo de uma ruptura potencial circular, aplicada no ábaco de Hoek (1972), e identifica também cada termo para aplicação das equações contidas no ábaco:



FIGURA 16 - RUPTURA CIRCULAR DE UM TALUDE E A SIMBOLOGIA APLICADA NO MÉTODO



FONTE: HOEK (1972) *apud* FIORI & CARMIGIANI, (2009).

onde:

$\gamma$  = densidade aparente natural do material;

$H$  = altura do talude;

$H_w$  = altura do nível d'água;

$c$  = coesão do material;

$i$  = ângulo do talude;

$Z_o$  = profundidade da fenda de tração.

### 2.5.2 Método de Lopes

De acordo com Queiroz e Gaioto (1987), diversos autores visando a economia na exploração e uma análise rápida na segurança dos taludes de cortes em estradas e de minas a céu aberto, desenvolveram ábacos de projeto com base nas observações de como se comportavam os maciços para cada local estudado. “Esses ábacos foram obtidos, plotando-se em um gráfico inclinação versus altura para taludes críticos.”.

Os autores também comentam que: com a utilização do ábaco de ruptura circular proposto por Hoek (1972), foi desenvolvido por Lopes (1981) um método de estabilidade de taludes que dispensa ensaios laboratoriais, baseados na observação de rupturas em encostas naturais ou taludes artificiais, como ensaios em escala natural, diferentemente dos ensaios habituais, onde um fator preponderante deve ser considerado: a representatividade das amostras utilizadas nestes ensaios, que representam apenas uma ínfima fração de uma extensa e heterogênea massa de solo.

Seguindo o mesmo raciocínio do parágrafo anterior, Lopes (1981) afirma que: “a natureza como laboratório é insubstituível, e que os eventuais erros introduzidos pela observação e hipóteses de trabalho não são maiores do que os costumeiramente introduzidos pela relação de escalas entre os ensaios e a realidade física e entre esta e as abstrações matemáticas.”.

O método baseia-se na obtenção de parâmetros médios de resistência ( $c$  e  $\phi$ ), a partir de estudos de regressão em cicatrizes de escorregamentos naturais, de mesma formação geológica baseando-se para esse estudo, as premissas estabelecidas por Hoek (1972). A ideia consiste basicamente em estimar taludes artificiais com alturas e ângulos de inclinações tais que apresentem condições de “estabilidade satisfatória”, isto é, cujo fatores de segurança sejam no mínimo iguais aos que regem os taludes de escorregamentos naturais. (LOPES, 1981).

Em outras palavras, o método proposto sugere o retaludamento das porções de corte, adotando-se um talude padrão compatível com as características mecânicas que o material apresentou por ocasião da ruptura e com a geometria da encosta, tal como a mesma se apresenta à época.

Para o cálculo dos taludes, o mesmo autor ainda parte de alguns princípios: (i) na assunção de que as superfícies de escorregamento representam uma situação limite entre o estável (que permaneceu) e o instável (que escorregou), ou seja, utilizando-se o linguajar usual da Mecânica dos Solos, elas possuem fator de segurança muito próximo da unidade uma vez que alguma coisa só escorrega, porque está instável e só para de escorregar porque atingiu a estabilidade) e (ii) na validade das relações estabelecidas por Hoek (1972).

A aplicação do método inicia-se por análises minuciosas dos locais onde se deseja estudar. Análises feitas através de levantamentos aerofotogramétricos, mapas, ou imagens adquiridas por recursos de *softwares* disponíveis, que foram facilitadas bastante com o avanço tecnológico de alguns anos para cá. Como o exemplo mais tradicional de uma destas ferramentas utilizadas para este tipo de trabalho, seria o Google Earth, um programa gratuito e de fácil acesso e manuseio.

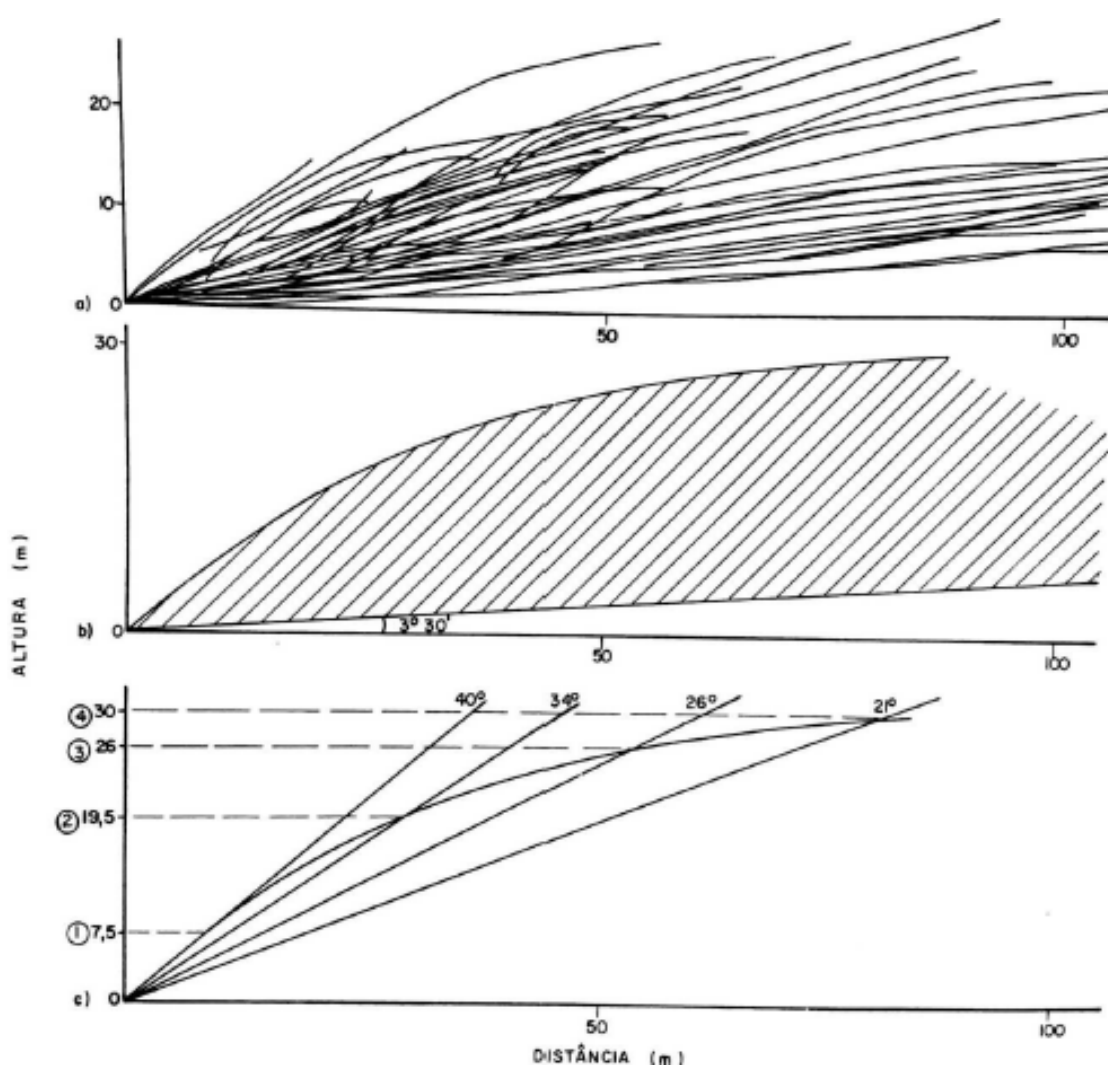
Segundo Lopes (1981), as escalas ideais de análise das imagens seriam entre 1:20.000 e 1:25.000, pois escalas menores retiram muito da precisão dos traçados e medidas e escalas maiores introduzem deformações sensíveis. A análise destas imagens visa primordialmente obter as cicatrizes de escorregamentos já existentes. Com a

técnica de identificação destas cicatrizes, é possível realizar mapeamentos quantitativos das áreas mais susceptíveis a escorregamentos.

Uma vez localizadas as cicatrizes, a partir das informações obtidas das curvas de nível oriundas de restituições aerofotográficas ou de levantamentos topográficos, traçam-se os perfis longitudinais principais dessas cicatrizes.

Após isto, pode ser selecionado e traçado o perfil de maior declividade, ou seja, o pior caso, a denominada curva envoltória, onde então se escolhem os possíveis ângulos de taludes nela inscritos (FIGURA 17).

FIGURA 17 - ÂNGULOS DE TALUDES E A CURVA ENVOLTÓRIA



FONTE: LOPES (1981).

De acordo com Lopes (1981), a outra fase do estudo se resume a visita de campo. Visa obter características mais detalhadas dos locais das cicatrizes, o tipo de solo que constitui a vertente, condições hidrogeológicas, entre outros aspectos considerados característicos e importantes do local de estudo. Caso seja suficiente, apenas a observação feita por engenheiros e/ou geólogos no local basta, caso contrário, poderão ser realizados estudos mais completos como no caso desta pesquisa, representados por sondagens geotécnicas.

O autor do método ainda se baseia em determinadas observações que estabelece as hipóteses de como se supõe terem ocorrido às rupturas: o grau de meteorização e pedogenização do material envolvido, a presença ou ausência e posição do lençol freático, e a probabilidade de ocorrência de fendas de tração e de seu preenchimento por água.

Depois de retornado do campo é identificada a hipótese provável da ruptura, ou seja, o motivo mais aparente pelo qual a vertente escorregou, Lopes (1981) então parte dos estudos estabelecidos por Hoek (1972), o qual considera os dois tipos de rupturas mais frequentes para as vertentes, como superfícies de ruptura plana e circular.

A partir das observações de campo, compara-se às situações representadas na FIGURA 15, devendo-se então selecionar o par de equações X e Y mais adequado à condição do escorregamento. Escolhidas as duas funções, substitui-se então os pares de valores altura/ângulo limite dos taludes escolhidos e estima-se o valor do peso específico do solo ( $\gamma_n$ ), que irão permitir o estabelecimento de um certo número de equações numéricas possíveis. (LOPES, 1981).

Estas funções foram sendo ajustadas por tentativas, por Hoek (1972), e seus resultados foram comparados com os obtidos utilizando-se os métodos tradicionais, até obter-se boa concordância. Com elas Hoek desenhou o ábaco, apresentado na (FIGURA 14), que permite a verificação da condição de estabilidade de qualquer talude. (ENGEMIN, 2011).

O passo a passo da técnica de estabilização por regressão, desenvolvida por Hoek (1972) e aprimorada no trabalho de Lopes (1981), juntamente com os resultados obtidos, serão descritos e exemplificados nos itens 4.4 e 5.4, podendo-se inclusive, esclarecer melhor a aplicação da metodologia proposta.

### 3. ÁREAS DE ESTUDO

Para o desenvolvimento e aplicação desta pesquisa, foram selecionados e serão estudados dois casos situados em diferentes localidades, um em cada estado: Paraná e Rio Grande do Sul, com características geológicas, climáticas e geográficas, próximas, no entanto distintas uma da outra. Cabe ressaltar, que a maior parte do conteúdo exposto nesse capítulo, foi cedido pela empresa ENGEMIN, ganhadora da licitação do Departamento de Estradas de Rodagem do Paraná (DER-PR) e do Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes do Rio Grande do Sul (DNIT-RS), para a realização dos projetos de desobstrução e estabilização das encostas afetadas, onde dados climáticos, fotos e informações geotécnicas dos locais, foram baseados e extraídos de relatórios técnicos.

#### 3.1 ESTUDO DE CASO 1: TALUDE BR-153 km 2,0 (MARCELINO RAMOS - RS)

##### 3.1.1 Caracterização climática e geológica do local

A primeira encosta escolhida como estudo de caso nesse trabalho, localiza-se entre os municípios de Concórdia (SC) e Erechim (RS), logo depois da ponte na divisa dos estados de Santa Catarina e Rio Grande do Sul, mais precisamente na cidade de Marcelino Ramos - RS, no km 2,0 da rodovia BR-153, conhecida como Rodovia Transbrasiliana.

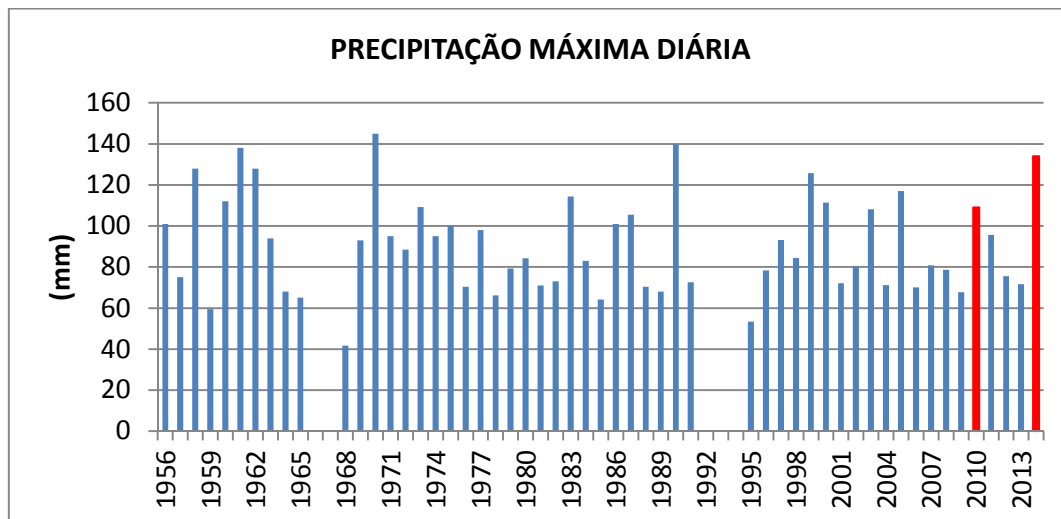
O clima regional é do tipo Cfa, da classificação de Koeppen, subtropical úmido sem estação seca definida. A média das temperaturas dos meses mais quentes é próxima de 25°C e a dos meses mais frios é próxima a 13°C. A caracterização climatológica da região em estudo foi baseada nos dados da estação Chapecó/SC, operada pelo INMET, código 83883, latitude -27,11°, longitude -52,61°. A estação possui dados a partir de agosto de 1981 até outubro de 2014. (ENGEMIN, 2011).

Para a determinação do regime pluviométrico da região foram utilizados os dados do posto meteorológico de Concórdia/SC, (cód. 2752005) operado pela Agência Nacional de Águas/ANA, no período de 1956 a 2014.

Os dados pluviométricos obtidos apresentam precipitação média anual de 1883 mm, distribuídos em cerca de 115 dias de chuva durante o ano. O gráfico apresentado a seguir (FIGURA 18) ilustra o regime pluviométrico da região, com

destaque para os períodos de ocorrência dos escorregamentos, onde se chegou a uma precipitação máxima diária no ano de 2010 e 2014, de 109 e 134 mm respectivamente.

FIGURA 18 - PRECIPITAÇÃO MÁXIMA DIÁRIA AO LONGO DOS ÚLTIMOS ANOS



FONTE: ENGEMIN (2016).

A FIGURA 19 representa o mapa de situação onde está localizado o ponto das ocorrências em estudo:

FIGURA 19 - MAPA GERAL DA ÁREA DE ESTUDO (MARCELINO RAMOS-RS)



FONTE: Adaptado de Google Earth, 2017.





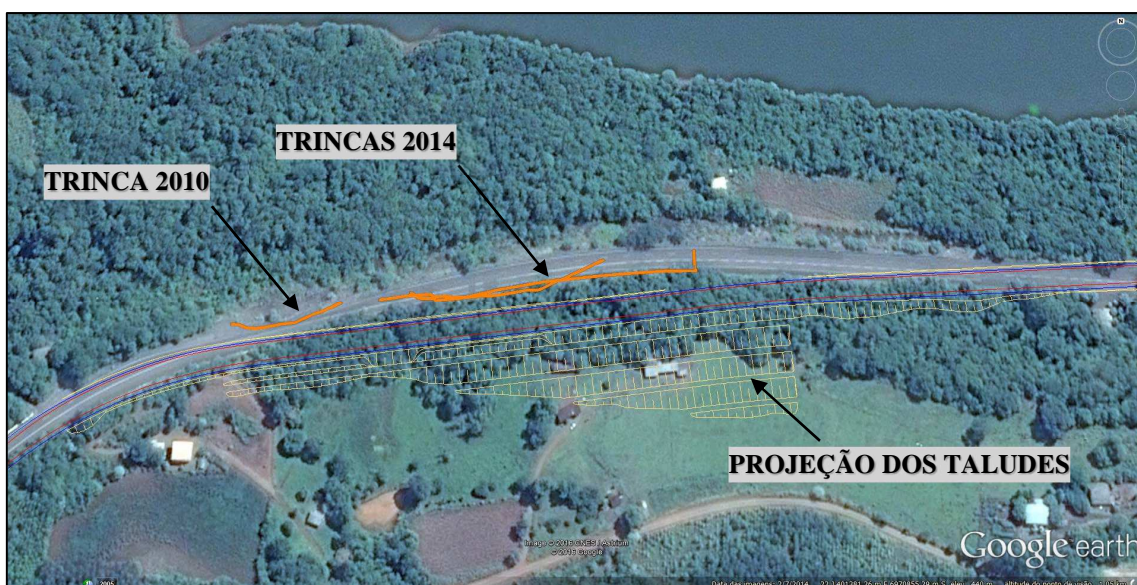
apresentava-se na proximidade do contato entre solo-rocha, encontrando-se, em alguns pontos, na camada de solo de alteração de basalto, elevado, quase certamente, pelo enchimento da barragem. (ENGEMIN, 2016).

Como solução de engenharia, foi estabelecido pela empresa consultora diante dos órgãos de fiscalização competentes, a opção por uma variante de traçado que melhoraria as condições de trafegabilidade e segurança no local. No entanto, foram procedidos estudos referentes a instabilidade dos taludes que iriam compor esta variante, uma vez que estes estariam localizados na região das cicatrizes causadas por instabilidades.

Apesar ainda das instabilidades terem ocorrido somente em regiões onde a rodovia se desenvolve em meia encosta, cortando rochas basálticas alteradas ou sãs, as condicionantes geométricas da variante, exigiram o aprofundamento em regiões de corte pleno, constituídas por solos argilosos cujas inclinações atuais se apresentam estáveis, mas com elevadas cotas. (ENGEMIN, 2016).

A FIGURA 21 e FIGURA 22, indicam com maior representatividade a localização em planta das trincas e dos taludes previstos para o projeto da variante, e também as cicatrizes formadas após os escorregamentos.

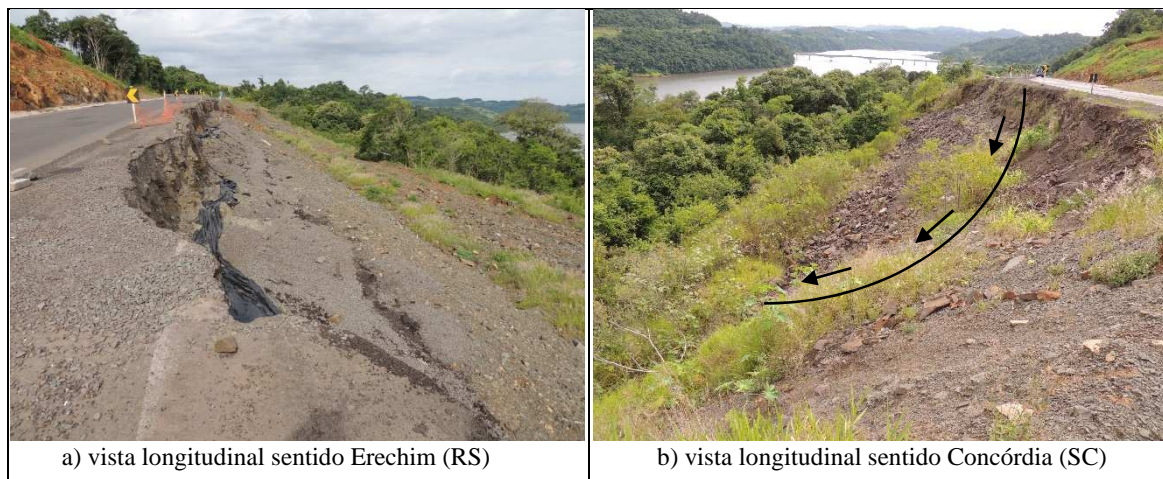
FIGURA 21 - TRINCAS E PROJEÇÕES DOS TALUDES km 2,0



FONTE: Adaptado de Google Earth, 2017.



FIGURA 22 - CICATRIZES DE RUPTURA km 2,0



FONTE: Adaptado de ENGEMIN, 2016.

A figura anterior caracteriza com bastante acuidade o ocorrido, demonstrando uma ruptura típica rotacional que se iniciou a partir do crescimento das pressões neutras desenvolvidas na encosta pelo elevado evento pluviométrico, o qual, anulou ou, pelo menos, reduziu o efeito de sucção do solo e, conseqüentemente, a resistência ao longo da superfície crítica de ruptura.

### 3.1.3 Estudos geotécnicos realizados

Para subsidiar a solução proposta para a estabilização, foram necessários a execução de alguns estudos geotécnicos desenvolvidos na encosta pela empresa consultora do projeto. Seguiu-se então as solicitações do órgão responsável pela fiscalização do projeto: Departamento Nacional de Infraestrutura e Transporte (DNIT), sendo executadas as etapas de investigações e ensaios, obedecendo rigorosamente às normas técnicas e Instruções de Serviços (IS) em vigor, referentes ao órgão.

- inspeção de campo pela equipe de geotecnia;
- elaboração da programação de sondagem;
- execução dos furos de sondagens a trado e mista;
- coleta de amostra indeformada e execução de ensaio triaxial.

A partir das etapas definidas, foram executados sete furos de sondagens a trado (NBR 9603:2015) e um furo de sondagem mista, ao longo do eixo de projeto da

variante, satisfazendo às exigências mínimas para garantir o conhecimento das condições do subsolo onde será assente a plataforma da estrada.

As sondagens a trado (ANEXO 1) apresentam em sua totalidade um material alterado de primeira categoria, caracterizado por um solo argiloso marrom avermelhado de elevada umidade e plasticidade. A sondagem mista (ANEXO 1) apresentou um perfil constituído por uma camada de material com alto grau de alteração, composto por uma argila marrom avermelhada e fragmentos de rocha, até a profundidade de 11,40 metros, o qual não apresentou recuperação durante a execução da sondagem rotativa. Logo abaixo dessa camada, o perfil apresentou uma camada de rocha básica cinza escura, sã, pouco fraturada e de qualidade boa, com recuperação de 82%.

A vista panorâmica da FIGURA 23, indica conforme se aproxima do km 1+900, a predominância dos taludes de corte em solos residuais lateríticos argilosos marrom-avermelhados, e entre esse quilômetro e o km 2+100, em rocha basáltica alterada. A partir daí, em rocha sã, voltando a ocorrer rocha alterada a partir do km 2+270. Todas as rupturas, consequentemente, ocorreram em locais onde, nos taludes, aparece rocha alterada ou sã.

FIGURA 23 – VISTA PANORÂMICA DO CORTE

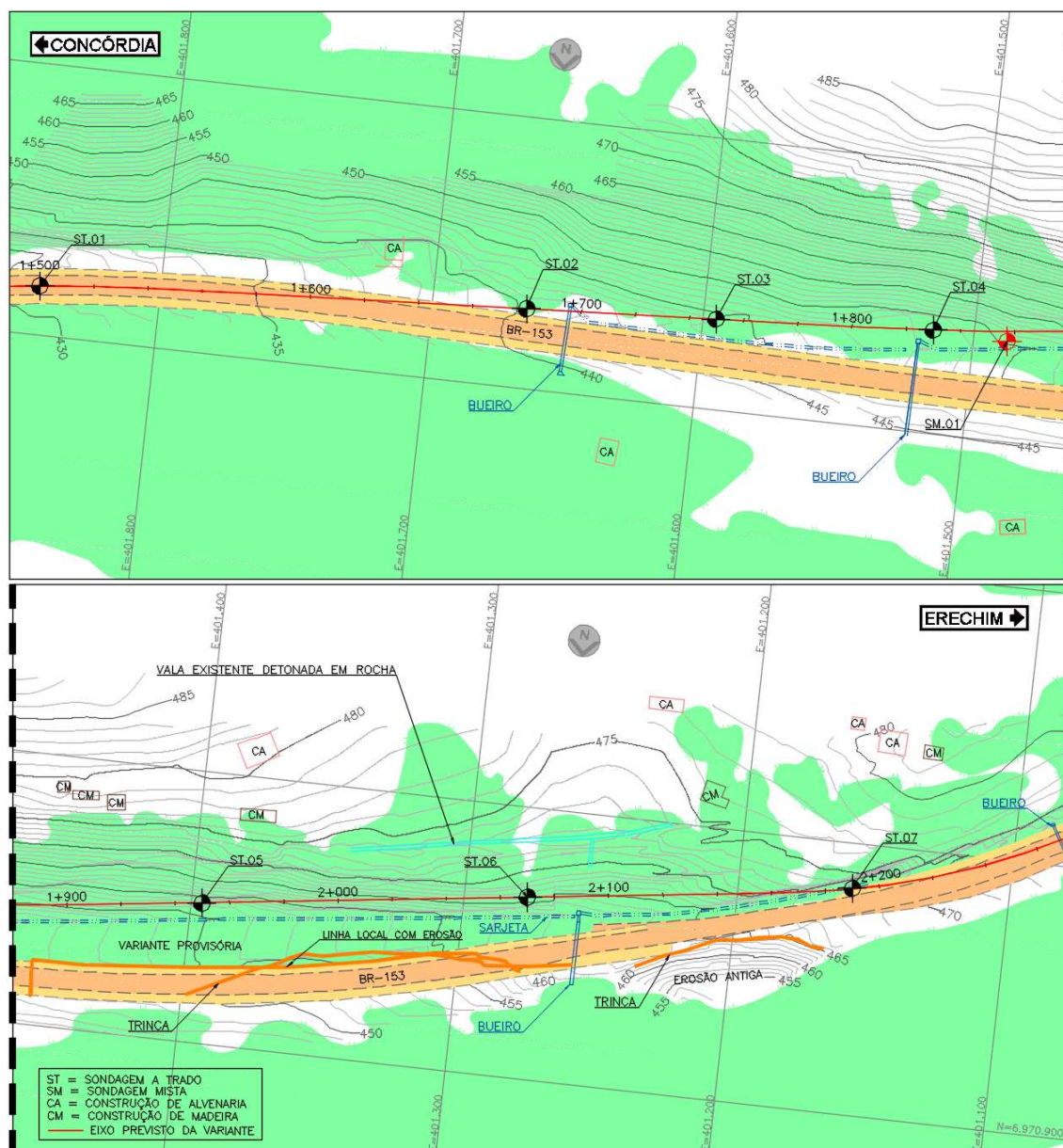


FONTE: ENGEMIN (2016).



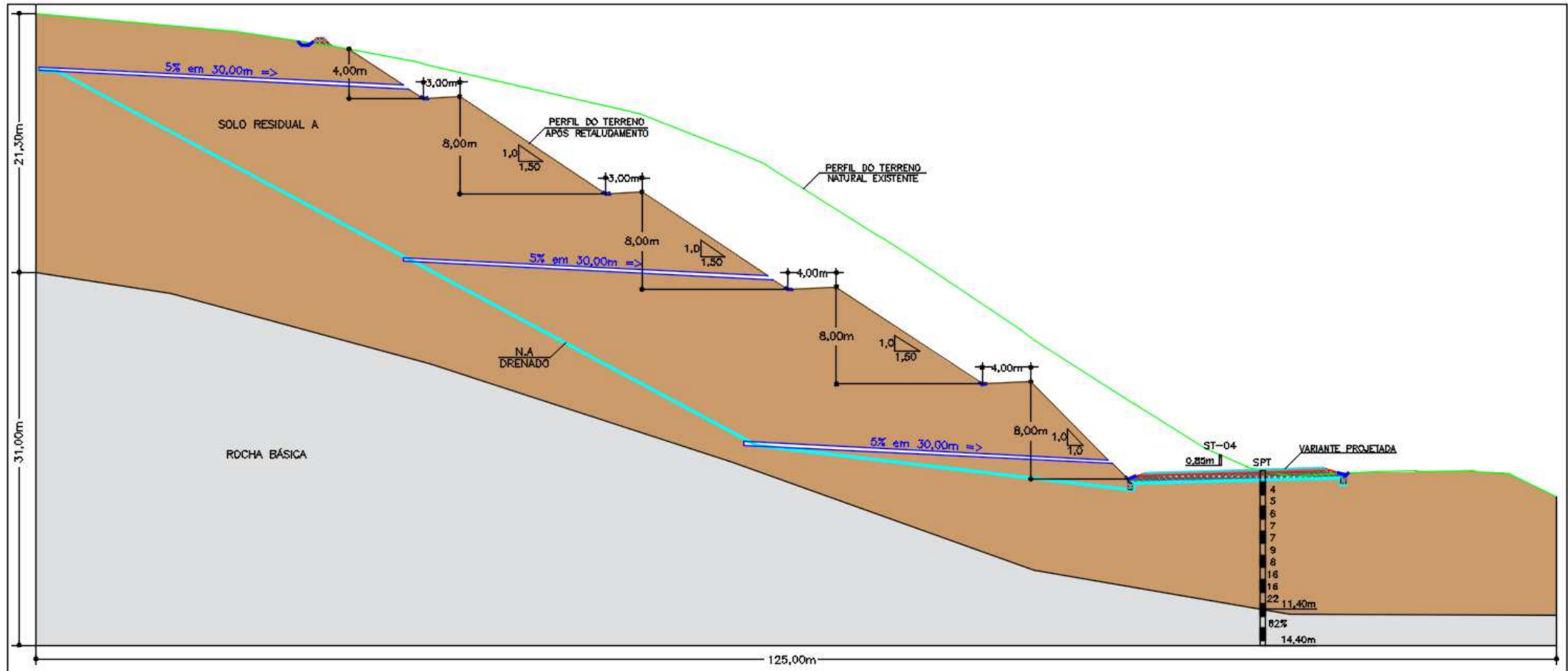
A FIGURA 24 e FIGURA 25 ilustram com maior nitidez a condição geotécnica da encosta, representando a localização em planta das sondagens, de acordo com o estaqueamento e a representação do perfil geotécnico na seção mais alta e inclinada (estaca 1+860), levantada pela topografia e adotada nos estudos de análise de estabilidade desta pesquisa. Cabe ressaltar, que a representação do perfil mostra a solução de projeto com o retaludamento previsto para a estabilização da vertente, considerando também, a captação das águas das chuvas por instalação de sarjetas no pé de cada talude e o nível d'água rebaixado pelos drenos sub-horizontais profundos (tipo DSH-01) inseridos 30 metros no interior do maciço.

FIGURA 24 – PLANTA TOPOGRÁFICA COM LOCAÇÃO DAS SONDAJENS



FONTE: ENGEMIN (2016).

FIGURA 25 – PERFIL GEOTÉCNICO COM A SOLUÇÃO DE RETALUDAMENTO E DRENAGEM



FONTE: Adaptado de ENGEMIN, 2016.

### 3.2 ESTUDO DE CASO 2: TALUDE PR-408 km 19,8 (ANTONINA -PR)

#### 3.2.1 Caracterização climática e geológica do local

A segunda encosta considerada neste trabalho, localiza-se entre os municípios de Morretes e Antonina, na Serra do Mar paranaense, mais precisamente na cidade de Antonina, no km 19,8 da rodovia PR-408, conhecida também como Rodovia Deputado Miguel Bufara.

A (FIGURA 26) representa o mapa de situação onde localiza-se o ponto das ocorrências em estudo:

FIGURA 26 - MAPA GERAL DA ÁREA DE ESTUDO (ANTONINA-PR)



FONTE: Adaptado de Google Earth, 2017.

A região caracteriza-se como clima do tipo Cfa, classificação de Wladimir Koeppen, com chuvas distribuídas durante o ano, sem estação seca, com verões quentes (temperatura média do mês mais quente acima de 22°C).

Para a visualização do regime pluviométrico da região, foram obtidos gráficos estatísticos a partir de dados diários dos Postos de Morretes/PR e de Antonina/PR, operados pela Agência Nacional de Águas (ANA) e localizados em municípios próximos ao trecho em estudo.

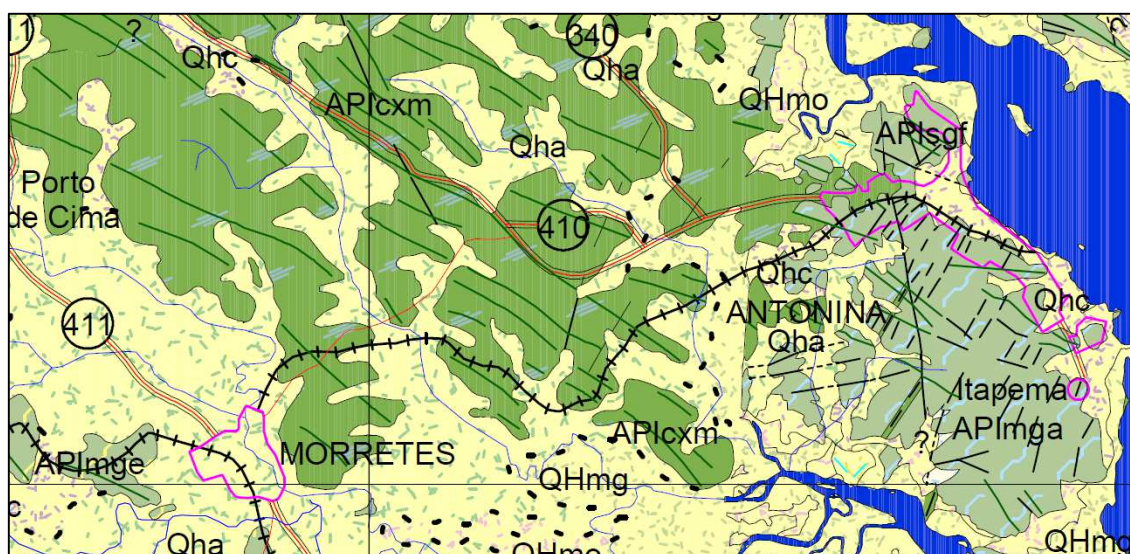
Os dados pluviométricos obtidos, apresentaram precipitação média anual, compreendida entre o período de 1966 a 2007 de 1.933,6 mm, e no período de 1974 a



2010 de 2.107,8 mm, distribuídos em cerca de 202 dias e 181 dias de chuva durante o ano para o posto de Morretes e Antonina, respectivamente. (ENGEMIN, 2011).

O local onde houve o escorregamento, trata-se de um corte pleno em solo marrom claro, incluindo matacões na sua porção final, pertencente a unidade geológica do Complexo Cachoeira (FIGURA 27), mais especificamente, a unidade litoestratigráfica APIcxm, composta por: Xistos magnesianos, anfibolitos, metabasitos, metaultrabasitos, gnaisses e ectnitos parcialmente migmatizados. (MINEROPAR, 2017).

FIGURA 27 - MAPA GEOLÓGICO DA REGIÃO DE ANTONINA (PR)



FONTE: MINEROPAR (2017).

### 3.2.2 Histórico das movimentações e solução adotada

Face aos eventos pluviométricos extremos ocorridos entre os dias 10 e 11 de março de 2011, na região de Antonina e Morretes, particularmente na porção conhecida como Serra do Mar, o processo de ruptura da encosta em estudo ocasionou problemas de instabilidades em encostas naturais e taludes de cortes e aterros, com interdição parcial do tráfego da rodovia PR-408.

O comportamento da ruptura apresentou feições diferentes em suas diferentes porções. A ruptura se estendeu por cerca de 260 m ao longo da rodovia, se distinguindo em três segmentos: o primeiro com ruptura remontante, cujo pé elevou a pista existente em cerca de dois metros e cujo topo se estendeu até cerca de 32,5 m de altura acima da

pista e a cerca de 100 m de afastamento da mesma. No segundo a ruptura foi “normal”, isto é, sem soerguimento do pé e se elevou até 18 m acima do nível da pista, com um afastamento máximo de cerca de 50 m. No terceiro e último segmento, as duas rupturas ocorrentes apresentaram-se menores: máximo 4 m de altura e 20 m de afastamento, unidas por uma trinca próxima à pista.

A FIGURA 28 apresenta o registro fotográfico das rupturas ocorridas:

FIGURA 28 - CICATRIZES DE RUPTURA km 2,0



FONTE: ENGEMIN (2011).

Como solução de estabilização da encosta, a empresa consultora propôs a retirada da porção inferior (soerguida) da ruptura, com a reprojeção do greide de pavimentação em seu nível existente, conjuntamente com o retaludamento e drenagem das porções do corte, adotando-se um talude padrão compatível com as características mecânicas que o material apresentou por ocasião da ruptura e com a geometria da encosta, sendo adotada a metodologia desenvolvida por LOPES (1981). As imagens a



seguir (FIGURA 29) representam a situação atual do talude após as obras de estabilização.

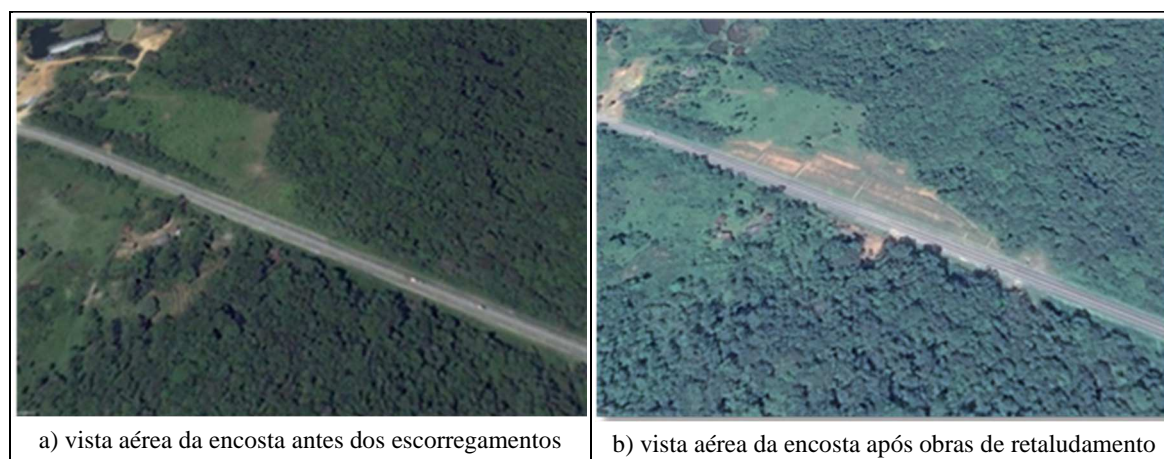
FIGURA 29 – TALUDE CONFORMADO APÓS OBRAS DE RETALUDAMENTO E DRENAGEM



FONTE: O Autor (2017).

As imagens aéreas (FIGURA 30) fornecem uma visão geral da situação da encosta antes dos escorregamentos e após as ocorrências, com as obras de conformação (retaludamento/drenagem) realizadas.

FIGURA 30 - CICATRIZES DE RUPTURA km 2,0



FONTE: Google Earth (2011/2017).



### 3.2.3 Estudos geotécnicos realizados

Com base nos estudos geotécnicos e geológicos desenvolvidos no local dos escorregamentos pela empresa ENGEMIN, foi possível a identificação das características e classificação dos materiais ocorrentes no projeto, para a definição do perfil geotécnico do local.

Na época dos acontecimentos a metodologia empregada para desenvolvimentos dos estudos relatados acima, partiu de premissas oriundas do órgão responsável pela fiscalização do projeto: Departamento de Estradas de Rodagem – Paraná (DER-PR), constando portanto, as seguintes etapas de trabalho:

- inspeção de campo pela equipe de geotecnia;
- elaboração da programação de sondagem, e;
- execução dos furos de sondagem a percussão.

Deve-se levar em consideração, que foram executados somente análises de campo e sondagens SPT para reconhecimento do subsolo, devido a se tratar de uma retroanálise como o método de estabilidade escolhido pelos técnicos responsáveis pelo projeto. Portanto, não foram executados ensaios do tipo: ensaio de cisalhamento direto, ensaios triaxiais ou demais ensaios que objetivam definir os parâmetros do solo de forma mais direta.

Cabe salientar também, que os estudos geotécnicos aos quais o autor do presente trabalho se refere e se baseou durante os estudos, se remetem a dados e investigações realizadas antes da recomposição do talude, ou seja, antes das obras de retaludamento e drenagem da encosta rompida. Após as obras de estabilização, somente a coleta para ensaio de cisalhamento direto foi realizada pelo autor desta pesquisa, no período de novembro/2016, com o intuito de complementar tais estudos e realizar as devidas análises e comparações propostas por esta pesquisa.

A metodologia empregada no desenvolvimento dos estudos geotécnicos constou de uma inspeção de campo realizada pela equipe de geologia, e da execução de três furos de sondagens tipo SPT (NBR 6484:2001), satisfazendo às exigências mínimas para garantir o conhecimento das condições do subsolo. As sondagens foram realizadas sobre as cicatrizes e o material remontante do deslizamento, próximas ao sopé do

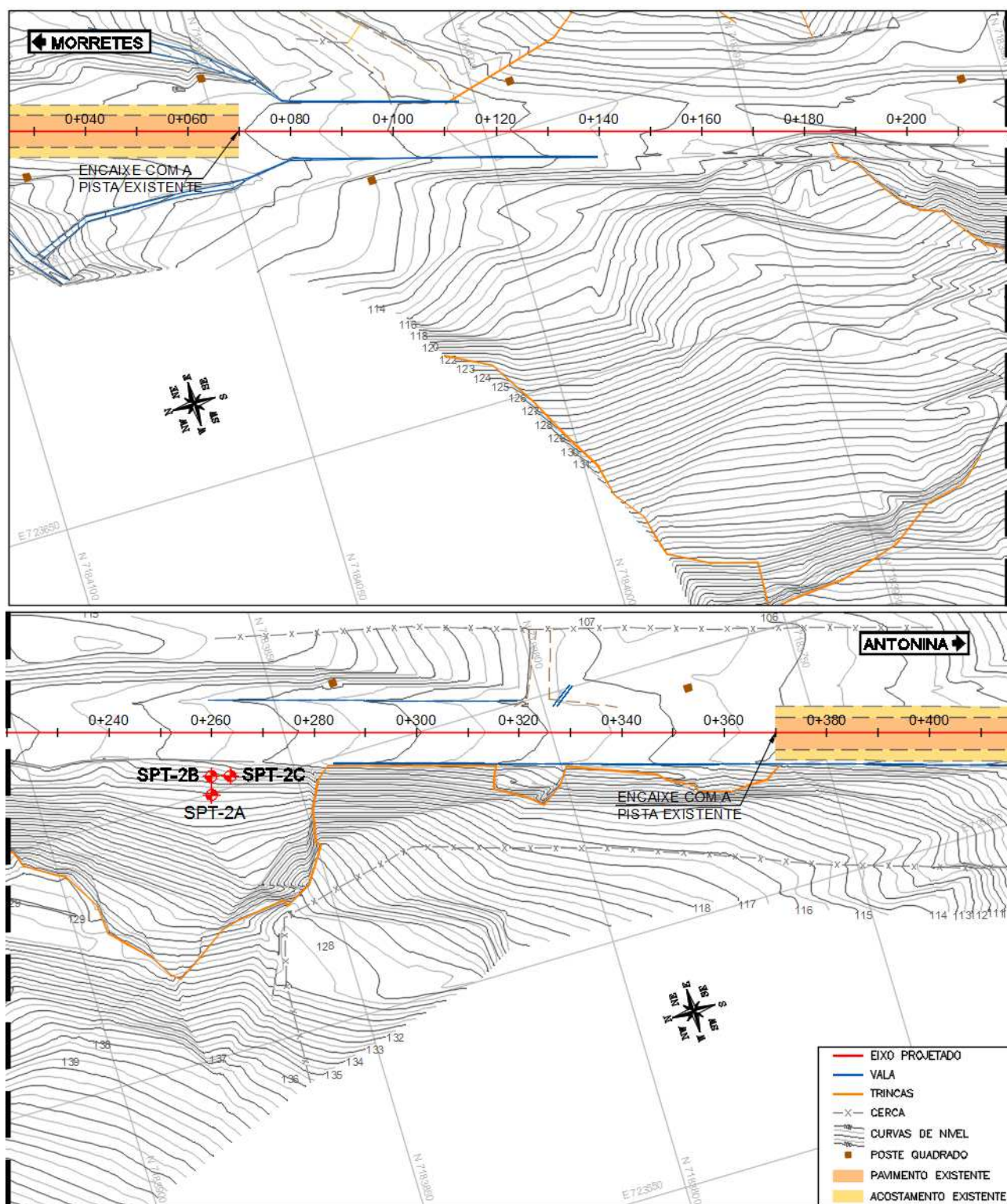
escorregamento, devido à dificuldade e o risco de acesso ao local na época dos acontecimentos.

Os dois primeiros furos: SP-02 e SP-02B (ANEXO 1) atingiram o impenetrável em matacões, mas o terceiro, SP-02C (ANEXO 1), caracterizou melhor a estratigrafia do terreno, sendo interrompido em 13,70 m, no encontro com a rocha. Os furos identificaram uma camada de aterro superficial, com média de 1,10 m de profundidade, composta por argila silto arenosa, de cor variegada e consistência mole, material este, que foi removido durante a execução do retaludamento. Praticamente em toda a área, juntamente com o material de escorregamento, ocorrem alguns matacões pequenos dispersos.

Abaixo deste material foram encontrados mais dois tipos de solos residuais: o primeiro de espessura variável de 2 a 6 metros, composto por silte argilo arenoso, de cor variegada e consistência média, e o segundo, estendendo-se até o final das sondagens, em torno de 10 a 20 m de espessura, composto por silte muito arenoso e com pouca argila, de cor variegada e consistência dura.

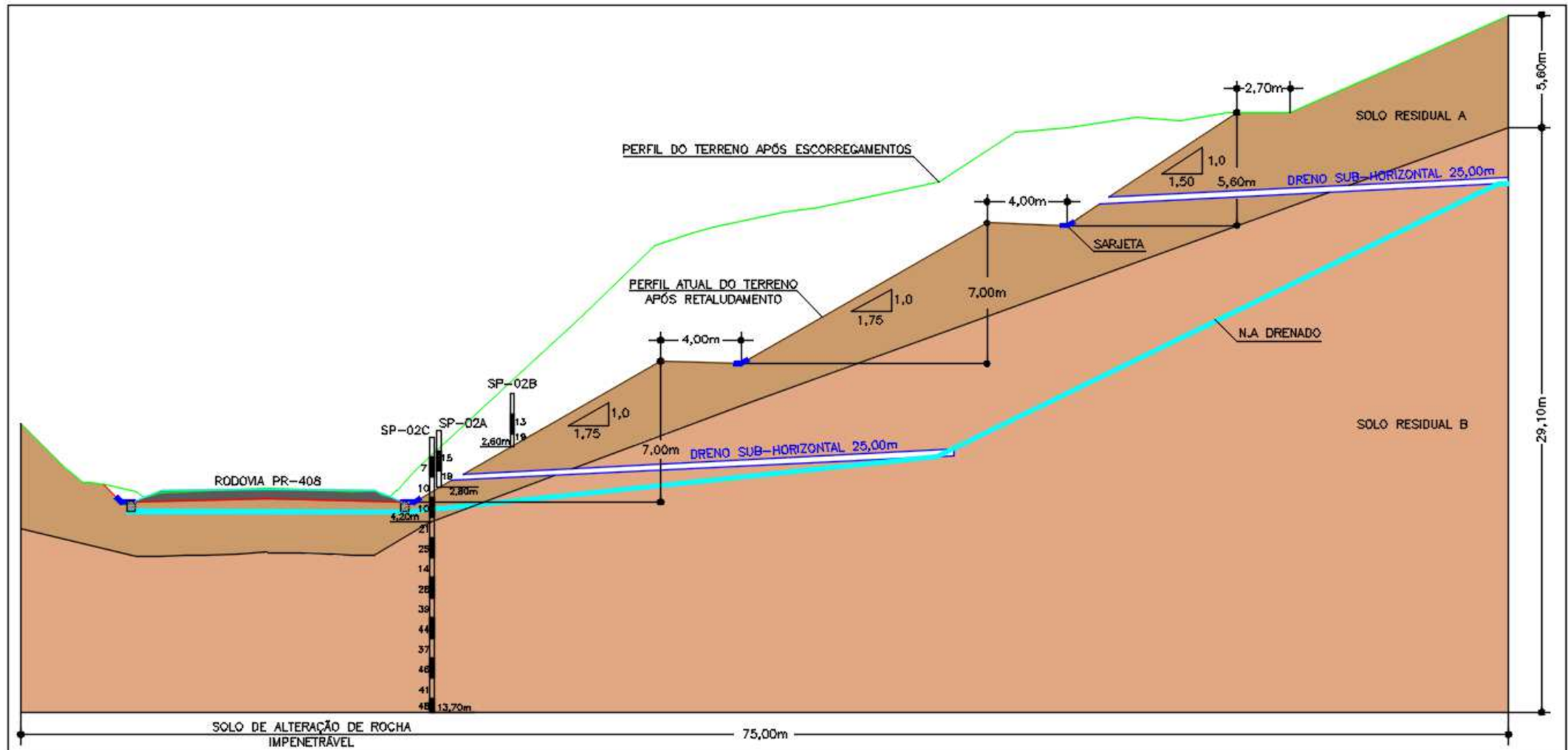
A (FIGURA 31) e a (FIGURA 32) ilustram consecutivamente a locação em planta dos furos de sondagem e a representação do perfil geotécnico destes furos na seção mais alta e inclinada (0+290), levantada pela topografia e adotada nos estudos de análise de estabilidade desta pesquisa. Cabe ressaltar, que a representação do perfil ilustra a solução de projeto com o retaludamento indicado para a estabilização da vertente, considerando inclusive, a captação das águas superficiais pelas sarjetas localizadas no pé de cada talude e o nível d'água no interior do maciço rebaixado pelos drenos sub-horizontais profundos (tipo DSH-01) previstos ao longo dos taludes de corte.

FIGURA 31 – PLANTA TOPOGRÁFICA COM LOCAÇÃO DAS SONDAGENS



FONTE: ENGEMIN (2011).

FIGURA 32 – PERFIL GEOTÉCNICO COM A SOLUÇÃO DE RETALUDAMENTO E DRENAGEM



FONTE: Adaptado de ENGEMIN, 2011.

#### 4. MATERIAIS E MÉTODOS

Neste capítulo serão relatados os materiais e métodos aplicados nesta pesquisa, contendo também uma breve descrição da técnica e dos equipamentos utilizados, capaz de permitir futuramente a reprodução dos experimentos por outros pesquisadores.

Cabe ressaltar que para auxiliar o desenvolvimento desta pesquisa, foram necessários além dos diversos dados fornecidos pela empresa consultora dos projetos de estabilização, referentes aos estudos de caso, alguns ensaios e coletas complementares, para que então fossem possíveis as diversas análises e comparações objetivadas pelo autor dessa dissertação.

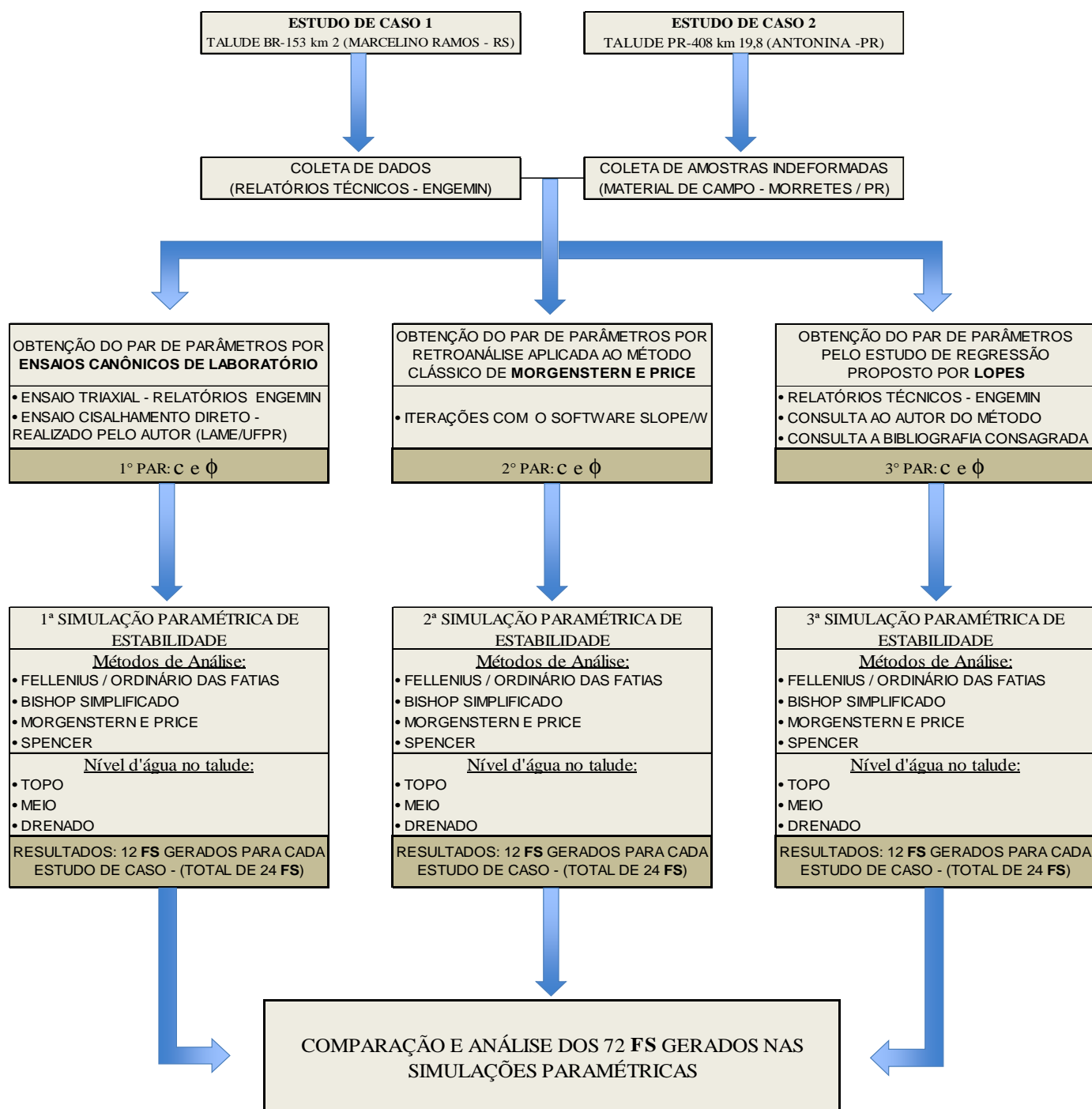
A metodologia do trabalho se resumiu em etapas bem definidas, sendo elas:

- 1) Levantamento de dados topográficos e históricos das movimentações, geológicos e geotécnicos dos taludes estudados, contidos em relatórios técnicos cedidos pela empresa ENGEMIN, consultora da estabilização dos escorregamentos, conforme constam no Capítulo 3;
- 2) Coleta de amostra indeformada em campo para subsidiar os ensaios, e com os resultados, complementar os parâmetros aplicados na etapa de análises de estabilidade;
- 3) Ensaio de cisalhamento direto para obtenção dos parâmetros de resistência do solo: coesão ( $c$ ) e ângulo de atrito ( $\phi$ ), somente do estudo de caso referente a Antonina-PR, pois os parâmetros de Erechim-RS já tinham sido fornecidos pela consultora do projeto com base em ensaios triaxiais executados pelo LACTEC (etapa 1);
- 4) Estudo e investigação do Método de Lopes (1981) e de Hoek (1972), na obtenção dos parâmetros de resistência do solo, aplicados nos estudos de caso, junto ao próprio autor do método, o MSc. José Antônio Urroz Lopes e também em bibliografias consagradas que tratam do tema;
- 5) Estimativa por retroanálise, utilizando um programa de análise de estabilidade do tipo equilíbrio limite: *software Slope/W* (Geo-Slope International, 2007, versão 07), dos parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo, adotando o método clássico e rigoroso de Morgenstern e Price (1965);

- 6) Simulação paramétrica de estabilidade com o *software Slope/W*, para a obtenção do fator de segurança dos taludes já dimensionados pela consultora (retaludados), aplicando os parâmetros obtidos no estudo de retroanálise por Morgenstern e Price (1965);
- 7) Simulação paramétrica de estabilidade com o *software Slope/W*, para a obtenção do fator de segurança dos taludes já dimensionados pela consultora (retaludados), aplicando os parâmetros obtidos por meio de ensaios canônicos de laboratório;
- 8) Simulação paramétrica de estabilidade com o *software Slope/W*, para a obtenção do fator de segurança dos taludes já dimensionados pela consultora (retaludados), aplicando os parâmetros obtidos no estudo de regressão de Lopes (1981);
- 9) Comparação e análise crítica dos resultados dos fatores de segurança (FS) obtidos nas etapas anteriores, com ênfase para a metodologia proposta por Lopes (1981) e comparações entre esta e as demais metodologias.

O fluxograma hierárquico abaixo, representa graficamente um mapa mental com as etapas de planejamento dos trabalhos, executadas seguindo a metodologia descrita nos itens acima.

FIGURA 33 – MAPA MENTAL (METODOLOGIA)



FONTE: O autor (2017).

## 4.1 COLETA DAS AMOSTRAS

Para a obtenção dos parâmetros geotécnicos de resistência ( $c$  e  $\phi$ ) conforme descritos nas etapas 1 e 2 do Capítulo 4 e aplicados nas análises determinísticas por métodos tradicionais, foram necessárias coletas de amostras indeformadas de solo dos taludes em estudo, destinadas a prover corpos de prova com maior representatividade das condições de tensões *in situ* do solo investigado, favorecendo assim, a realização dos ensaios de laboratório (triaxial e cisalhamento direto).

### 4.1.1 Procedimentos de coleta

O processo de coleta nos dois estudos de caso, se deu em consonância com os procedimentos reproduzidos na NBR 9604/86 – Abertura de poço e trincheira de inspeção em solo com retirada de amostras deformadas e indeformadas, e também com a norma vigente do DNIT (Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes): DNER-PRO 002/94 – Coleta de amostras indeformadas de solo, sendo esta última, adotada por se tratar de obras que se encontram em rodovias de competência de órgãos estaduais e federal.

A seguir estão sumarizados os procedimentos realizados, para que fosse garantida a qualidade e integridade da amostragem, preservando a estrutura e condição de umidade do bloco, permitindo assim, a confiabilidade da pesquisa.

As etapas foram as seguintes:

- 1) Identificação do local de coleta, previamente ao deslocamento para o local (ponto escolhido sendo o mais próximo possível a superfície crítica de ruptura da encosta);
- 2) Realização da limpeza superficial do terreno na área onde foi identificada a coleta, dando início à escavação com enxada e pá cortadeira de bico, sendo evitada a retirada superficial da amostra por conter presença de raízes e matéria orgânica, o pisoteamento do terreno sobrejacente à amostra e procurando sempre manter um espaço lateral suficiente ao lado das faces do bloco, permitindo assim, o manuseio do operador;



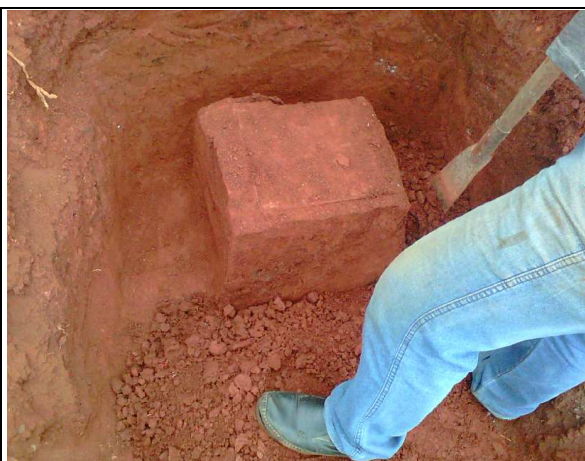
- 3) Sendo atingidos 10 cm acima da cota prevista para retirada do bloco, inicia-se a talhagem cuidadosa, em formato cúbico com arestas de 40 cm de dimensão, seguindo com o procedimento até 10 cm abaixo da base do bloco;
- 4) Realizada a moldagem da amostra, envolve-se o bloco com várias camadas de papel filme (plástico) ou panos com camadas de parafina líquida, preservando e evitando a perda do teor de umidade natural;
- 5) Com o bloco envolto por proteção, secciona-se a base com o auxílio de uma lâmina e/ou fio cortante, tombando-o cuidadosamente e realizando a regularização e proteção desta;
- 6) Com a amostra preparada, acomoda-se o bloco dentro de uma caixa cúbica de madeira contendo 6 cm de folgas laterais, onde estas serão preenchidas por serragem umedecida, de modo que a massa de solo fique imóvel e íntegra dentro da caixa, reduzindo a trepidação durante o transporte;
- 7) O topo do bloco deve ser indicado na caixa com uma etiqueta, na qual ainda deve conter:
  - obra/local;
  - identificação do poço ou trincheira;
  - número da amostra;
  - orientação em relação a uma direção (montante-jusante; norte-sul);
  - profundidade do topo e base do bloco em relação ao nível de referência na superfície do terreno.);
  - data da amostragem, e;
  - nome do responsável pela coleta.
- 8) O transporte deve ser realizado o mais breve possível de forma cautelosa e com o topo para cima, procurando sempre evitar impactos ou vibrações, até a câmara úmida do local mais próximo onde ocorrerão os ensaios.

A FIGURA 34 e FIGURA 35 apresentam as imagens dos procedimentos feitos durante a campanha de coleta das amostras indeformadas de solo, nos taludes de Marcelino Ramos e Antonina respectivamente.

FIGURA 34 – PROCEDIMENTOS DE COLETA: MARCELINO RAMOS (RS)



a) escavação do topo da amostra



b) talhagem lateral



c) caixa de madeira para transporte da amostra



d) amostra pronta para ser seccionada pela base



e) envolvimento do bloco com parafina líquida



f) bloco parafinado

FONTE: ENGEMIN (2016).



FIGURA 35 – PROCEDIMENTOS DE COLETA: ANTONINA (PR)



a) limpeza da superfície e início da escavação



b) talhagem lateral com pá cortadeira



c) talhagem manual da face do topo com faca



d) talhagem manual da face lateral com faca





e) aferição da profundidade de coleta



f) envolvimento do bloco com plástico filme



g) bloco envolto e preparado para secção da base



h) acondicionamento do bloco para o transporte

FONTE: O autor (2017).



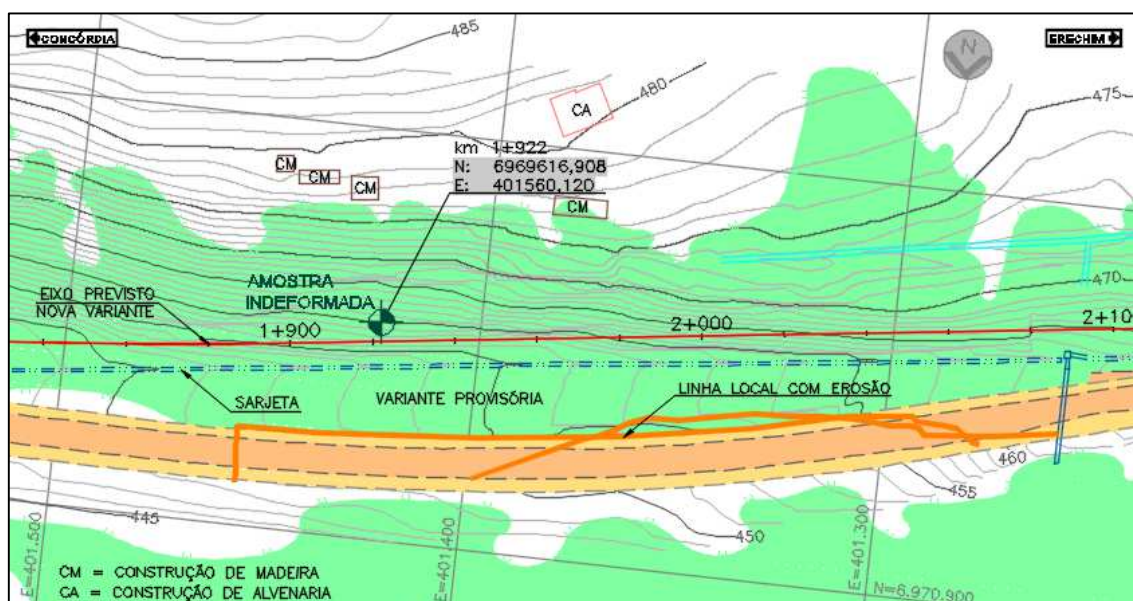
#### 4.1.2 Localização das coletas

##### 4.1.2.1 Marcelino Ramos - RS

A coleta da amostra no talude do Estudo de Caso 1 (Marcelino Ramos – RS), foi realizada no dia 15 de abril de 2015, pela empresa terceirizada: Geologia da Engenharia e Ambiental (DATAGEO). A escolha do ponto de amostragem foi determinada por meio de estudos feitos pelos técnicos responsáveis do projeto de estabilidade, com base nos levantamentos topográficos e dados geotécnicos do local. O ponto escolhido para a retirada da amostra, considerou ainda, a acessibilidade da equipe com as ferramentas, o transporte do ponto de coleta até o veículo, por se tratar de uma amostra de peso considerável, e principalmente a maior proximidade possível com uma provável superfície de cisalhamento da encosta.

Por se tratar de um talude natural íngreme, sem ainda terem sido realizadas as obras de retaludamento, sem escadas de descida d'água, banquetas (bermas de equilíbrio) ou qualquer aparato que permitisse a subida da equipe de coleta, só foi possível a coleta da referida amostra no pé do talude, bem próximo ao bordo da variante provisória, nas coordenadas (Norte: 6.969.616,908 / Leste: 401.560,120) fuso 22, do Sistema de Coordenadas Universal Transversa de Mercator (UTM), a partir do datum oficial brasileiro (SIRGAS 2000), conforme apresentado na FIGURA 36 e FIGURA 37:

FIGURA 36 – PLANTA DE LOCALIZAÇÃO DA COLETA: MARCELINO RAMOS (RS)



FONTE: ENGEMIN (2016).

FIGURA 37 – PONTO DE RETIRADA DA AMOSTRA



FONTE: ENGEMIN (2016).

A amostra caracterizada tátil-visualmente por argila vermelha, foi retirada com dimensões de 35 cm de arestas, a uma profundidade de 1 até 1,5 m, a partir da superfície, pesando em torno de 70 kg.

Realizada a coleta, a referida amostra foi enviada ao laboratório do Instituto de Tecnologia para Desenvolvimento (LACTEC), onde permaneceu em câmara úmida com temperatura constante e umidade controlada até o momento em que foram executados ensaios triaxiais do tipo: triaxial axi-simétrico, consolidado isotropicamente e cisalhamento drenado (CID), por técnicos responsáveis pelo laboratório à época, procedimento este, que será melhor exemplificado no subitem 4.2.1.

#### 4.1.2.2 Antonina - PR

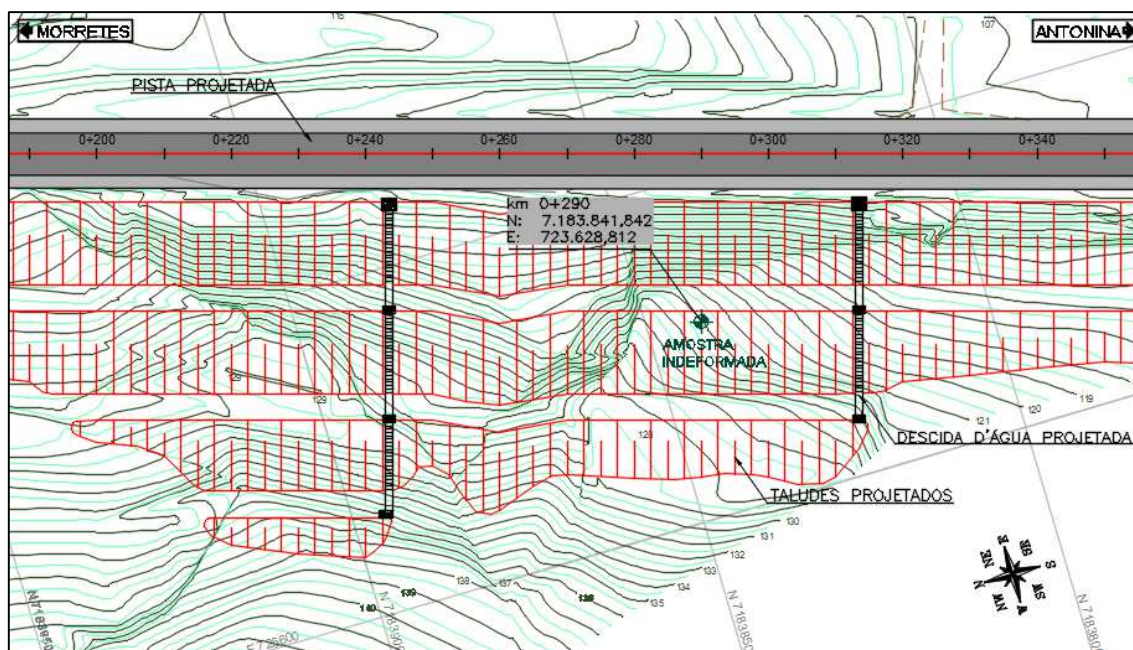
A coleta da amostra no talude do Estudo de Caso 2, foi realizada em 20 de novembro de 2016 pelo próprio autor desta pesquisa, sendo auxiliado por mais duas pessoas.

A escolha do ponto de amostragem foi determinada nos mesmos moldes da primeira campanha de coleta feita na encosta do Estudo de Caso 1, baseando-se em levantamentos topográficos, dados geotécnicos do local, facilidade de acesso, transporte da amostra, e também a maior proximidade possível com a provável superfície de

cisalhamento da encosta. No entanto, por se tratar de um talude que já foi estabilizado por retaludamento, o acesso a um ponto melhor de coleta só foi possível devido as escadas de descida d'água e banquetas (bermas de equilíbrio), sendo o bloco de solo coletado no pé do segundo talude, próximo ao centro de gravidade da seção mais crítica (alta e inclinada) levantada pela topografia.

A FIGURA 38 e a FIGURA 39 representam a localização exata da amostra indeformada, destacando o par de coordenadas do ponto da coleta: (Norte: 7.183.841,842 / Leste: 723.628,812) fuso 22, do Sistema de Coordenadas Universal Transversa de Mercator (UTM), a partir do sistema geodésico de referência (SIRGAS 2000).

FIGURA 38 – PLANTA DE LOCALIZAÇÃO DA COLETA: ANTONINA (PR)



FONTE: ENGEMIN (2011).

A amostra com característica tátil visual de argila siltosa foi retirada com dimensões de 40 cm de arestas, a uma profundidade de 1 até 1,5 m, a partir da superfície do terreno, pesando aproximadamente 110 kg.

A partir dessa amostra, foram executados ensaios de cisalhamento direto convencionais pelo próprio autor desta pesquisa no Laboratório de Materiais e Estruturas (LAME) da Universidade Federal do Paraná (UFPR), procedimento este, que será descrito no subitem 4.2.2.



FIGURA 39 – PONTO DE RETIRADA DA AMOSTRA



FONTE: O autor (2017).

#### 4.2 ENSAIOS GEOMECÂNICOS DE LABORATÓRIO – CARACTERIZAÇÃO DA RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO

Com o intuito de estudar e analisar os pares de parâmetros obtidos por meio de um dos métodos desta pesquisa (coleta de amostras em campo), os quais indicam a resistência das porções de solo que representam os maciços investigados, foi necessária, após estas coletas, a realização de ensaios que estão de acordo com as normas estabelecidas e convencionadas utilizadas tradicionalmente nos estudos dos solos. Estes ensaios buscam reproduzir em laboratório, com alguma precisão, a condição que o solo se encontra submetido em campo. Portanto, o objetivo desses ensaios foi, basicamente, obter os parâmetros de resistência ao cisalhamento dos solos, para que fosse possível realizar um comparativo destes parâmetros com os estimados pelos métodos de retroanálise, tanto o de Lopes (1981) quanto o de Morgenstern e Price (1965).

Para os procedimentos descritos neste item, cabe ressaltar que as amostras dos dois estudos de caso, como já mencionado anteriormente, foram ensaiadas em épocas, laboratórios e por métodos de ensaios distintos, no entanto, ambos os laboratórios estão localizados nas dependências do campus Centro Politécnico da UFPR.



#### 4.2.1 Ensaios com a amostra coletada em Marcelino Ramos - RS

De acordo com as recomendações da norma BS 1377-90 (*Methods of test for soil for civil engineering purposes – Part 8: Shear strength tests (effective stress)*), foram realizados três ensaios CID, todos seguindo trajetória de tensões efetivas. Os ensaios compreenderam basicamente três fases: a de saturação, adensamento e cisalhamento. Os corpos de prova (CP) foram moldados com dimensões equivalentes a 50 mm de diâmetro e 100 mm de altura, extraídos do bloco indeformado coletado em campo e as tensões efetivas de confinamento aplicadas durante os ensaios foram de 100, 200 e 400 kPa, conforme ilustra a FIGURA 40.

FIGURA 40 – CORPOS DE PROVA ROMPIDOS



FONTE: ENGEMIN (2016).

Com o CP devidamente montado na câmara triaxial, realizou-se a fase de saturação do próprio, com água destilada (livre de impurezas) e deaerada (mínimo de ar

dissolvido), tendo como finalidade retirar o ar contido em seu interior e preencher seus vazios com água, sendo esta fase finalizada após ter percolado, no mínimo, o volume próximo a três vezes o volume de vazios do CP, ou então 24 horas como sugere a norma. Após este procedimento, aplicou-se a tensão efetiva de confinamento da câmara aguardando-se cerca de 12 horas, ou a inexistência de variação de volume superior a 5 mm<sup>3</sup> em um intervalo de tempo de 5 minutos, para que então a amostra adensasse isotropicamente, eliminando o excesso de poropressão negativa (sucção).

Para a última fase, a de cisalhamento do CP propriamente dita, a prensa foi acionada com velocidade de deslocamento de 0,02 mm/min, calculada segundo os preceitos normativos da BS 1377-90, aplicando determinadas forças no pistão, que penetrou na câmara fazendo com que ao final de cada ensaio, o *software* computacional instalado no equipamento, gerasse planilhas de dados que possibilitaram a construção das trajetórias de tensões ( $s' \times t$ ) graficamente, onde puderam-se determinar as envoltórias de resistência ao cisalhamento e os parâmetros de resistência do solo pertencente ao local.

O procedimento descrito acima foi repetido para os três corpos de prova extraídos da amostra indeformada coletada em campo. Os resultados estão apresentados no Capítulo 5.

#### 4.2.2 Ensaaios com a amostra coletada em Antonina - PR

Para os ensaios da amostra indeformada referente ao Estudo de Caso 2, foram realizados três ensaios de cisalhamento direto convencional do tipo lento e na condição saturada, de acordo com as orientações da norma BS 1377-90, sendo esta, também a que foi utilizada para a execução do ensaio triaxial. Por se tratar de um ensaio bastante prático e acessível, além de ser efetivamente mais rápido em comparação com o triaxial e útil quanto à obtenção dos parâmetros de resistência ao cisalhamento dos solos (ângulo de atrito e coesão), o autor deste trabalho optou por utilizá-lo como método de aquisição dos tais parâmetros.

Cabe ressaltar, que neste tipo de ensaio não se dispõe de um controle de saturação da amostra. O corpo de prova é ensaiado numa condição inundada. Entretanto, os parâmetros de resistência obtidos por meio dos ensaios de cisalhamento

direto, serão considerados como representativos dos corpos de prova no estado saturado. (CARDOSO, 2006).

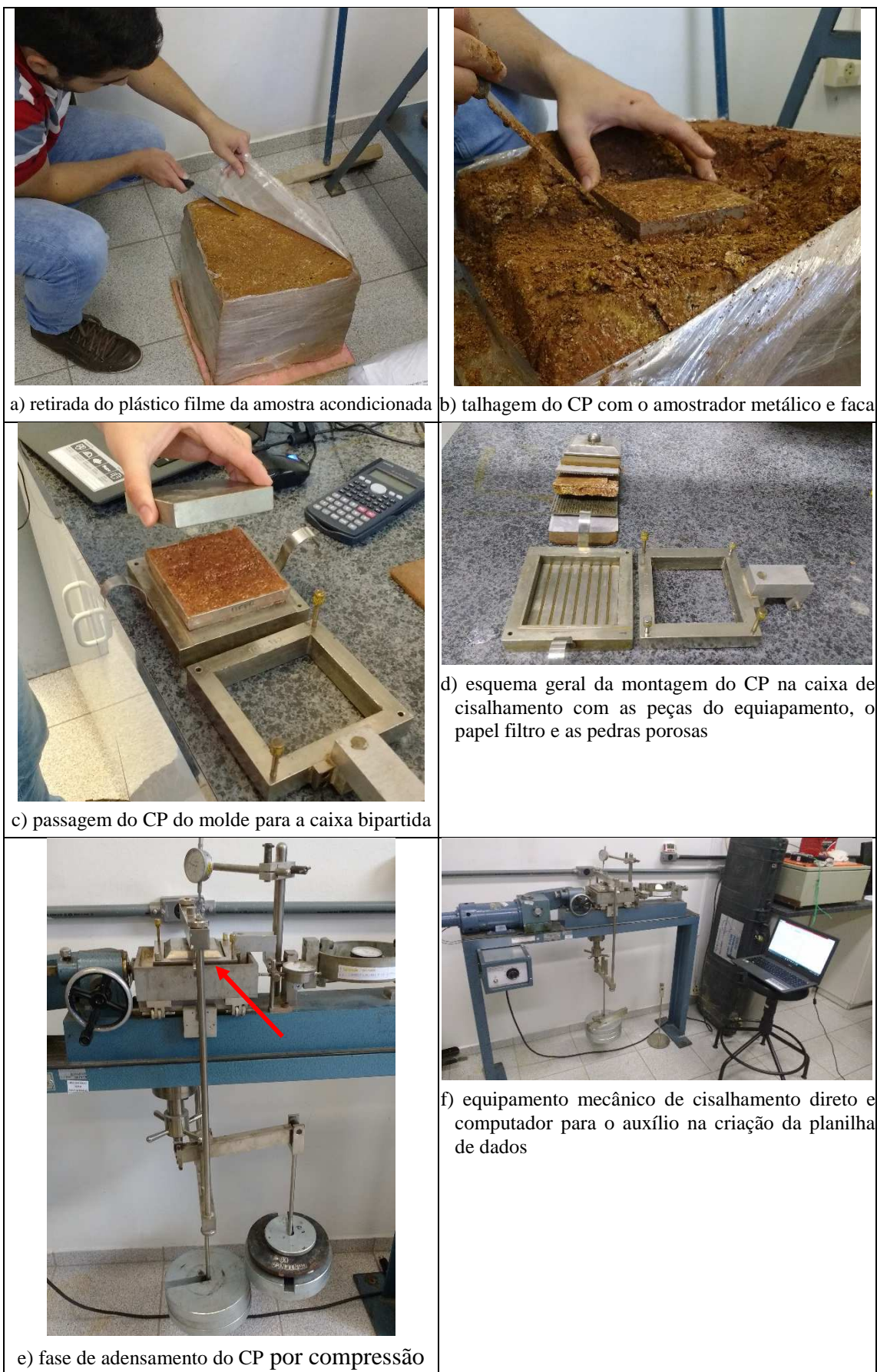
Para o início da execução do ensaio, foi talhado com o auxílio de um molde metálico, um corpo de prova de seção quadrada e forma cúbica, com dimensões de (10 x 10 x 2) cm, a partir do bloco indeformado coletado em campo, e o qual se encontrava acondicionado em câmara úmida. Para tal, foi cravado o molde sob pressão manual na superfície do bloco e com o auxílio de uma faca foi realizado o seu rasamento.

Realizado o procedimento anterior, o CP foi então conduzido à prensa de cisalhamento direto com velocidade de deslocamento controlada, sendo submetido à fase de consolidação. Esta fase se deu por meio da aplicação de pesos ao pendural composto por um braço de alavanca, o qual exerceu uma força de compressão ao solo, sendo esta a tensão vertical do ensaio, buscando simular as tensões que ocorreram *in situ* com os valores de 25, 50 e 100 kPa, respectivamente, para cada ensaio. Aplicada a carga, inundou-se imediatamente, com água destilada, a caixa de cisalhamento, onde o CP permaneceu por pelo menos 24 horas, tempo este, necessário para a estabilização das deformações verticais (adensamento). Após isto, o valor da velocidade de cisalhamento foi fixado em 0,05 mm/min, com base nas características de adensamento/drenagem dos corpos de prova e na estimativa do tempo necessário para que ocorresse a ruptura simultaneamente à drenagem da água do interior do CP, através das pedras porosas, permitindo assim que as pressões neutras geradas durante o procedimento, pudessem se dissipar, fazendo com que o processo de ensaio se desenvolvesse com a amostra “drenada” e que as tensões desenvolvidas fossem efetivas.

Deu-se então início à fase de ruptura, onde o CP foi cisalhado pela aplicação de uma força acionada pelo motor elétrico da prensa, deslocando a parte superior da caixa de cisalhamento, paralela ao plano de cisalhamento, até o momento de sua ruptura, onde ficou evidente a estabilização da resistência ao cisalhamento, a chamada resistência residual do solo.

De forma mais detalhada e ilustrativa, as imagens da FIGURA 41, representam os principais procedimentos de ensaio descritos nos parágrafos acima.

FIGURA 41 – PROCEDIMENTOS DE ENSAIO CISALHAMENTO DIRETO



FONTE: O Autor (2017).

#### 4.3 RETROANÁLISE PELO MÉTODO CLÁSSICO DE MORGENSTERN E PRICE (1965)

Com o intuito de agregar mais uma direção analítica e comprobatória de tendência científica para a presente pesquisa, optou-se por retroanalisar as encostas objeto de estudo dos dois casos pelo método clássico de Morgenstern e Price (1965), bastante difundido no meio geotécnico e rigoroso do ponto de vista analítico, realizando por fim, a comparação dos parâmetros obtidos com os obtidos pelos ensaios e por Lopes (1981).

O procedimento metodológico aplicado neste item, teve como principal referência bibliográfica o trabalho de Gomes (2003), o qual também se pautou pela teoria de autores como: Mello (1972), Vargas (1974) e Wolle (1980). No entanto, o autor deste trabalho fez algumas adaptações de acordo com as necessidades e os objetivos determinados para o alcance dos resultados.

As etapas foram as seguintes:

- 1) Escolha de um método clássico, completo e rigoroso, de análise de estabilidade de talude para aplicação do cálculo da retroanálise: (Morgenstern e Price - 1965);
- 2) Definição mais próxima das condições de contorno das encostas no estado natural, antes e imediatamente após a ruptura, baseando-se nos levantamentos topográficos, observações diretas realizadas nos locais pelos técnicos responsáveis e relatos dos moradores locais:
  - geometria inicial / geometria da superfície de ruptura;
  - condição do nível d'água (localizado à meia altura do corte);
  - peso específico natural do material que compõe a vertente por meio de ensaios.
- 3) Modelagem das encostas a partir das definições de contorno, utilizando o programa de análise de estabilidade do tipo equilíbrio limite: *software Slope/W*.
- 4) Estimativa do valor do ângulo de atrito e da coesão do solo que compõe a encosta, baseando-se em parâmetros médios de solos característicos de mesma natureza registrados na literatura, com o intuito de estabelecer um fator de segurança de valor igual ou muito próximo à unidade ( $FS=1,0$ ), a

partir de iterações feitas com o auxílio do *software* mencionado na etapa anterior;

- 5) Devido ao fator de segurança raramente resultar em um valor unitário logo na primeira iteração do modelo, fixa-se então um valor para o ângulo de atrito, mais plausível de ser estimado, e faz-se a variação da coesão, dentro de um intervalo determinado, até obter-se boa concordância da geometria da superfície de ruptura e do valor unitário para o fator de segurança.

Os autores Augusto Filho e Virgili (1998), reforçam a técnica aplicada na etapa 5, onde o processo iterativo é feito até o melhor ajuste possível dos parâmetros, até se alcançar a condição do  $FS = 1,0$ , e ressaltam ainda que a pequena dispersão na tipicidade dos valores de ângulo de atrito para distintas classes de terrenos, sugere que estes parâmetros sejam preestabelecidos e a coesão adquirida por decorrência.

#### 4.4 RETROANÁLISE PELO MÉTODO DE LOPES (1981)

Baseado na metodologia proposta por Lopes (1981), descrita teoricamente na revisão bibliográfica: item 2.5.2, este item explana o método no formato de tópicos, o qual descreve as etapas de sua aplicação prática nas encostas estudadas, produzindo um passo a passo, síntese do artigo original, e possível de reprodução por demais autores que venham a estudar o método. Cabe ainda ressaltar, que as etapas abaixo foram aplicadas de mesmo modo, pelos técnicos responsáveis dos projetos de estabilização, nos dois estudos de caso apresentados nesta pesquisa.

- 1) O projeto de retaludamento da encosta tem início a partir de levantamentos planialtimétricos, realizados no local do escorregamento pouco tempo após os eventos. Com os dados dessa topografia transferida para o laboratório, é possível analisar as cicatrizes de escorregamentos, sobrepostas umas às outras, e locadas sobre a restituição das curvas de nível, através da técnica observacional, conforme ilustrado na (FIGURA 17);
- 2) Após isto, pode ser selecionado e traçado o perfil de maior declividade, ou seja, o pior caso, a denominada curva envoltória de todas as cicatrizes, onde são escolhidos os possíveis ângulos de taludes que a interceptam, àqueles mais tradicionais e práticos de serem executados, considerando os valores inteiros para facilitação no tabelamento das funções, realizando também, o

registro das demais informações necessárias para a análise: inclinação ( $i$ ) e altura ( $H$ ) de cada talude registrado;

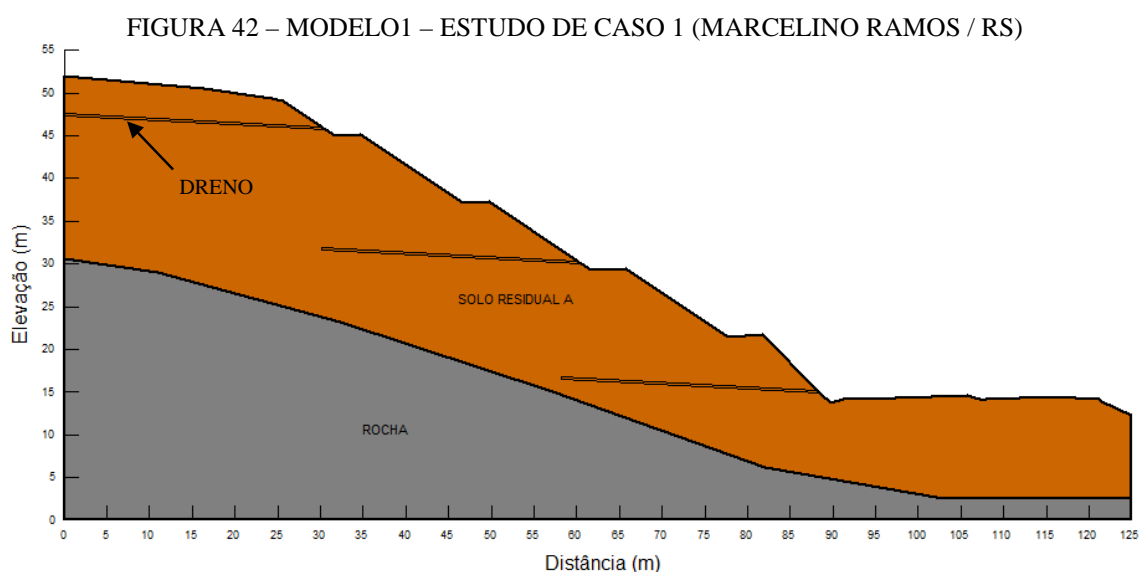
- 3) Realizado esse procedimento, os técnicos responsáveis pelo projeto retornam ao local do escorregamento com o intuito de estabelecer as prováveis condições que deflagraram o processo do rompimento, condições estas, descritas em detalhes no item 2.5.2;
- 4) Estabelecida as hipóteses mais prováveis que causaram as rupturas, o próximo passo consisti na escolha dos pares de funções  $X$  e  $Y$  (FIGURA 15), elaboradas por Hoek (1972), onde então substitui-se os pares de valores (inclinação/altura) encontrados na etapa 2 e o peso específico dos solos obtidos por meio dos ensaios laboratoriais, nas determinadas funções;
- 5) Dentro do intervalo de validade da variável ângulo de atrito, determinado segundo Hoek (1972), variando-se de  $10^\circ$  a  $40^\circ$ , e calculando-se os valores da função  $X$  correspondente, pode-se, a partir do ábaco de Hoek (FIGURA 14), sobre a curva  $FS = 1,0$ , determinar os correspondentes valores da função  $Y$ . Uma vez de posse dos valores dessa função, calcula-se os valores da coesão ( $c$ ) que satisfazem as condições impostas pelos taludes escolhidos na envoltória dos perfis principais dos escorregamentos;
- 6) Aplicado então, o ábaco de Hoek e os decorrentes cálculos de suas funções, inúmeras possibilidades de pares de valores ( $c$  e  $\phi$ ) se formam para cada um dos taludes, determinados em cada possível cenário, os quais, são plotados em um gráfico: coesão *versus* ângulo de atrito, resultando em curvas, onde a interseção de duas ou mais dessas, correspondem aos valores corretos dos parâmetros mobilizados durante a ruptura da encosta, e também, de cada um dos taludes, individualmente;
- 7) Examina-se as regiões dos interceptos, substituindo os possíveis pares ( $c$  e  $\phi$ ) nas funções  $X$  e  $Y$  que lhes deram origem e, sobre o ábaco de Hoek, fazendo o caminho inverso da etapa 5, verifica-se o  $FS$  do talude correspondente, que deve ser o mais próximo da unidade;
- 8) Estabelecido o par de parâmetros representativo do momento da ruptura e, considerando ângulos de inclinação usuais em construção de cortes com fatores de segurança desejados, estabelece-se as alturas máximas de construção, a partir das funções  $X$  e  $Y$ , previstas para taludes drenados.



#### 4.5 ANÁLISES PARAMÉTRICAS DETERMINÍSTICAS E COMPARATIVAS DOS ESTUDOS DE CASO

Este item, tem como principal objetivo gerar e comparar os valores dos fatores de segurança dos dois estudos de caso propostos nesta pesquisa, ou mais especificamente, analisar a condição de estabilidade dos taludes projetados pelo método de regressão de Lopes (1981), frente a diferentes métodos, cenários e parâmetros geotécnicos. Para que o objetivo fosse atingido, fez-se o uso do *software Slope/W*, o mesmo empregado nos estudos de retroanálise do item 4.3.

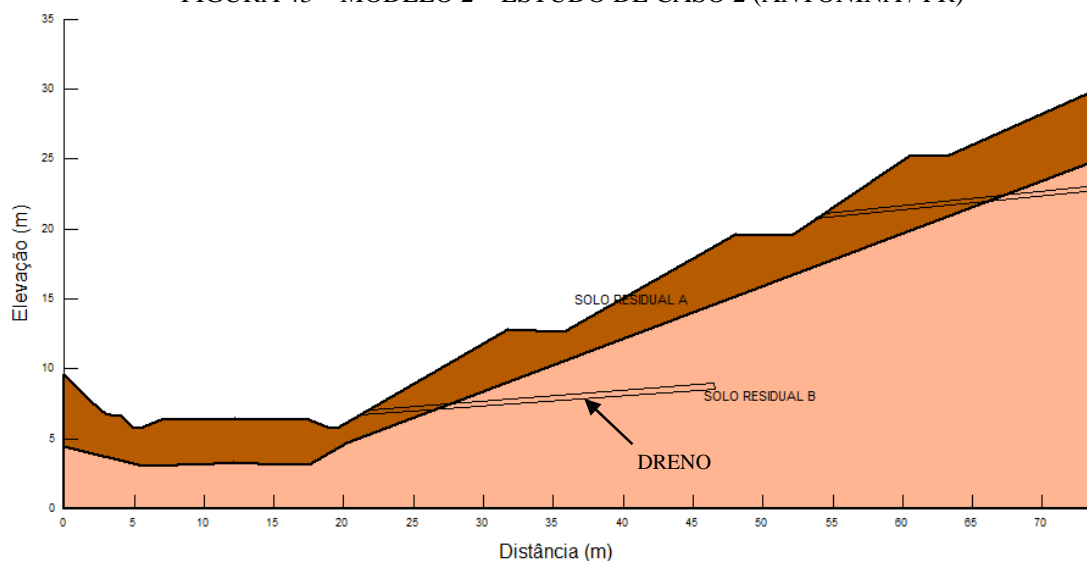
A partir dos dois casos estabilizados (FIGURA 42) e (FIGURA 43), e por intermédio do programa computacional, modelou-se a geometria projetada com os respectivos sistemas de drenagem, representando assim a situação pós obra. Os modelos dos dois taludes estão apresentados nas figuras abaixo:



FONTE: O Autor (2017).



FIGURA 43 – MODELO 2 – ESTUDO DE CASO 2 (ANTONINA / PR)



FONTE: O Autor (2017).

Posteriormente às modelagens, deu-se início à fase das análises parametrizadas, que conforme fora apresentado no fluxograma da (FIGURA 37), foram aplicados em cada um dos dois modelos, os quatro métodos tradicionais definidos: Fellenius, Morgenstern e Price, Bishop Simplificado e Spencer, sendo que em cada método foram alternados os três pares de parâmetros ( $c$  e  $\phi$ ), obtidos a partir da retroanálise de Lopes (1981), da retroanálise de Morgenstern e Price (1965) e dos ensaios de laboratório, respectivamente. Com a variação dos métodos de análise e dos parâmetros, considerou-se também três posições para o nível d'água (NA), saindo da situação mais otimista até a mais pessimista, considerando que o funcionamento dos drenos estaria em boa, intermediária ou má condição (totalmente entupido), representando o NA drenado, no meio e na superfície do talude (passando pelo pé das banquetas), respectivamente. Os fatores de segurança estipulados conforme o grau de segurança necessário aos locais dos projetos, estão apresentados na TABELA 1, e justificados nos itens 5.5.1 e 5.5.2.

TABELA 1 – FATORES DE SEGURANÇA ESTIPULADOS EM NORMA

Grau de segurança Perdas de vidas Grau de segurança Perdas materiais e ambientais	Grau de segurança		
	Alto	Média	Baixo
Alto	1,5	1,4	1,3
Médio	1,4	1,3	1,2 <sup>(*)</sup>
Baixo	1,4	1,3	1,10 <sup>(*)</sup>

FONTE: NBR 11682, 2009.

## 5. APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS

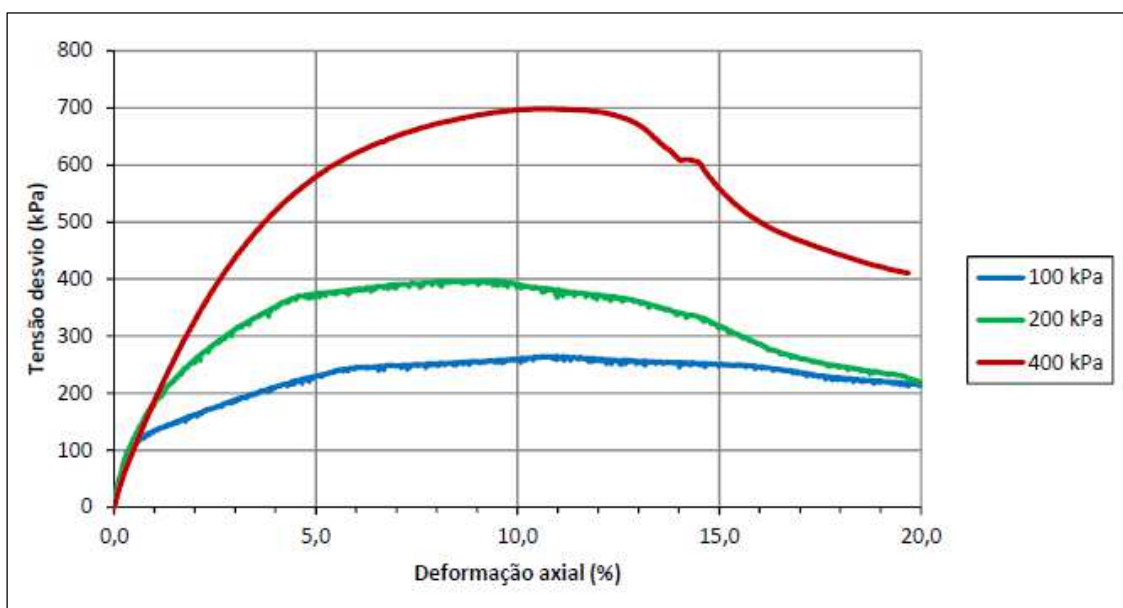
Este capítulo aborda os resultados dos parâmetros de resistência ao cisalhamento dos solos, o intercepto coesivo ( $c$ ) e o ângulo de atrito interno ( $\phi$ ), obtidos por intermédio dos diferentes métodos utilizados nesta pesquisa. Esses parâmetros foram aplicados comparativamente nas análises determinísticas tradicionais de estabilidade, as quais serão apresentadas ao final deste capítulo.

### 5.1 ENSAIOS LABORATORIAIS

#### 5.1.1 Ensaio triaxial: Estudo de Caso 1 - Marcelino Ramos (RS)

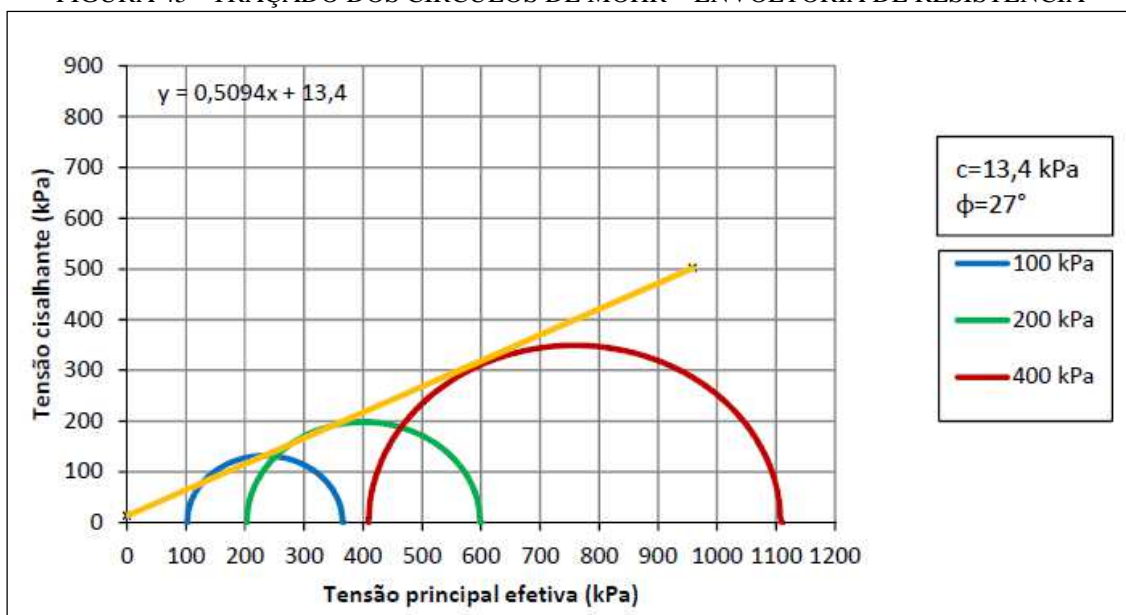
Como resultado dos ensaios triaxiais, a FIGURA 44 reproduz graficamente a relação: tensão cisalhante e deslocamento horizontal nos três corpos de prova ensaiados. Já a FIGURA 45 indica a representação do traçado dos círculos de Mohr, incluindo a envoltória de resistência, correspondente também a execução dos três ensaios, realizados em tensões de confinamento distintas e crescentes (o dobro da anterior), definindo assim, pelo ajuste da reta, o parâmetro da coesão no valor de 13,4 kPa e o do ângulo de atrito igual a 27°.

FIGURA 44 – GRÁFICO TENSÃO DESVIO *VERSUS* DEFORMAÇÃO AXIAL



FONTE: LACTEC (2015).

FIGURA 45 - TRAÇADO DOS CÍRCULOS DE MOHR – ENVOLTÓRIA DE RESISTÊNCIA

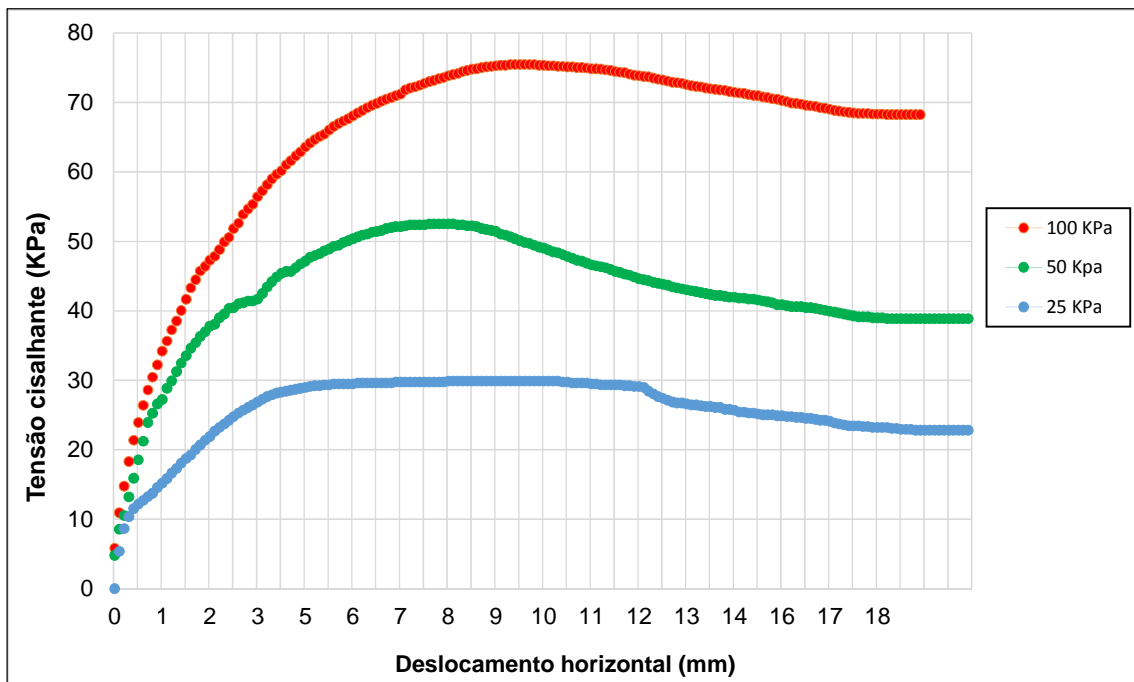


FONTE: LACTEC (2015).

Os valores encontrados para os parâmetros são compatíveis e coerentes com as propriedades do material argiloso analisado. A planilha inserida no ANEXO 2 sintetiza os dados e cálculos resultantes dos três ensaios triaxiais realizados para cada tensão efetiva de ensaio.

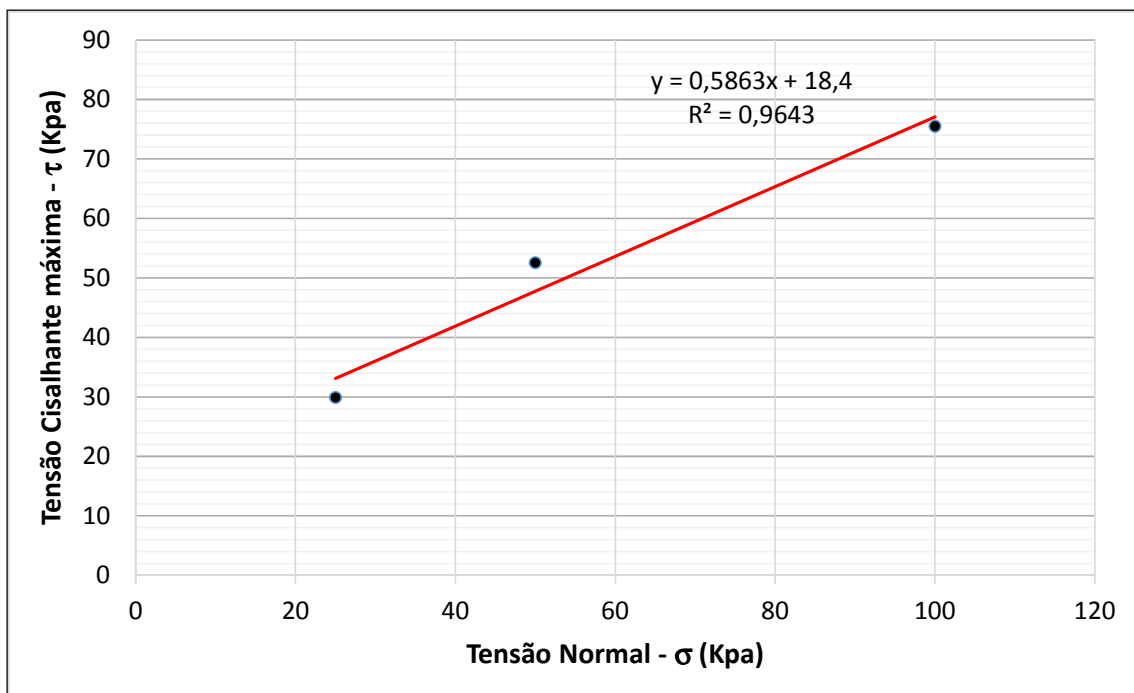
#### 5.1.2 Ensaio de cisalhamento direto: Estudo de Caso 2 - Antonina (PR)

Os ensaios de resistência ao cisalhamento direto obtiveram parâmetros de resistência para as condições de pico (na ruptura). Realizados os ensaios, foi possível então, definir a envoltória de ruptura em termos de tensões efetivas. Os gráficos apresentados a seguir, juntamente com a planilha resumo dos dados de ensaio (ANEXO 2), retratam o comportamento dos três ensaios e o valor obtido para os parâmetros, com coesão apresentando valor de 18,4 kPa e ângulo de atrito de 30,4°.

FIGURA 46 – GRÁFICO TENSÃO CISALHANTE *VERSUS* DESLOCAMENTO HORIZONTAL

FONTE: O Autor (2017).

FIGURA 47 - ENVOLTÓRIA DE MOHR



FONTE: O Autor (2017).

## 5.2 OBTENÇÃO DE PARÂMETROS POR CORRELAÇÕES

Uma vez que só foi possível caracterizar os parâmetros de resistência do primeiro horizonte de solo nos estudos de caso, devido à dificuldade de se escavar o talude a profundidades superiores a 1,5 metros, somente foram feitas as coletas das amostras indeformadas na primeira camada, próximas a superfície, portanto, não sendo possível obter os parâmetros de camadas mais profundas por meio de ensaios de laboratório, realizados a partir de amostras obtidas sem alteração das condições que se encontram no estado natural. Em razão desse fato, e para suprir esta deficiência, foi adotada neste trabalho, uma estimativa dos parâmetros geotécnicos efetuada através de correlações entre o índice de resistência à penetração (NsPT) e os parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo, disponíveis na literatura técnica.

Cabe ressaltar que a estimativa desses parâmetros só foi necessária para o talude de Morretes, o qual apresentou na camada inferior um solo composto por silte muito arenoso e com pouca argila, variando de 4 a 14 metros aproximadamente. Já na estratigrafia de Marcelino Ramos, o segundo horizonte de solo é constituído por rocha sã, material este, considerado suficientemente competente na teoria da Mecânica das Rochas a ponto de não cisalhar nas condições impostas pelo problema em questão. Portanto, não foi necessário a estimativa dos parâmetros desta camada, já que a ruptura se desenvolve somente no primeiro horizonte de solo.

Para a estimativa do ângulo de atrito na camada do Solo Residual B, no talude de Antonina, foram utilizadas e comparadas duas correlações.

A primeira proposta por (TEIXEIRA, 1996, *apud* CINTRA et al., 2011):

$$\phi = \sqrt{20 \cdot N_{spt}} + 15^\circ \quad (8)$$

A segunda proposta por (BOWLES, 1996, *apud* TONUS, 2009):

$$\phi = 0,45 \cdot N_{70} + 20 \quad (9)$$

$$N_{70} = \frac{(N_{spt} \cdot \text{Energia aplicada})}{0,70} \quad (10)$$

Aplicando então nas equações, o  $N_{sPT}$  médio da camada no valor de 34,3, e o valor de 0,66 correspondente a 66% da energia teórica de queda livre aplicada durante o ensaio, de acordo com Schnaid (2012), obteve-se como resultado um ângulo de atrito igual à  $41,2^\circ$  para a correlação de Teixeira (1996) e de  $34,6^\circ$  para a de Bowles (1996), ambos dentro do intervalo característico para material arenoso. No entanto, foi adotado nos estudos de estabilidade desta pesquisa o menor valor, procurando-se trabalhar com um cenário mais pessimista e conservador.

Para a estimativa da coesão e do peso específico natural, o autor buscou valores na literatura, a qual considera ensaios em solos representativos da mesma região (TABELA 6), sendo então adotados valores ligeiramente superiores aos encontrados nos ensaios da primeira camada (Solo Residual A), procurando manter um conservadorismo na estimativa e uma equivalência com dados reais de ensaios. A TABELA 2 resume os parâmetros estimados e adotados para a camada do Solo Residual B referente ao Estudo de Caso 2.

TABELA 2 – RESUMO DOS PARÂMETROS OBTIDOS POR CORRELAÇÕES E NA LITERATURA PARA O SOLO RESIDUAL B (ANTONINA – PR)

PERFIL	c (Kpa)	$\phi$ (graus)	$\gamma_{nat}$ (KN/m <sup>3</sup> )
Solo Residual B	19	34,6	18,5

FONTE: O Autor (2017).

### 5.3 RETROANÁLISE MORGENSTERN E PRICE (1965)

Conforme descrito no item 4.3 do capítulo de Materiais e Métodos, foi necessário o levantamento de informações para a entrada de dados no modelo de retroanálise aplicado ao *software Slope/W*. Baseado então nos levantamentos topográficos fornecidos pela ENGEMIN e em observações diretas feitas nos locais, foi possível reconstituir a geometria inicial das encostas, àquela imediatamente anterior ao escorregamento de Antonina ou a uma provável ruptura na encosta de Marcelino Ramos. Cabe ressaltar, que diferentemente do Estudo de Caso 2 (Antonina), a encosta situada em Marcelino Ramos não sofreu efetivos movimentos nas regiões de projeção dos novos taludes, entretanto, nestas regiões e muito próximo a elas, existem cicatrizes de escorregamentos antigos, sendo portanto, procedidos estudos referentes a

instabilidade dos novos taludes previstos, uma vez que estes estariam localizados na mesma região geológica destas cicatrizes. Assim sendo, a geometria da seção analisada em Marcelino Ramos considera o mesmo cenário existente no momento de realização das obras de retaludamento, sem escorregamentos recentes.

Referente a condição da pressão neutra no interior do maciço, foram adotados para os dois estudos de caso a linha piezométrica localizada a meia altura da encosta, ou seja, considerando-a na condição próxima de saturada, devido ao encharcamento do solo causado pelos intensos eventos pluviométricos e também pela ausência de dispositivos de drenagem, situação esta, como sendo a mais provável, em razão da deflagração dos escorregamentos.

Foi também fundamental a obtenção do peso específico natural do solo ( $\gamma_{nat}$ ), por meio de ensaios laboratoriais com os blocos indeformados retirados das encostas. Para tal, foram requeridos a medição de um volume e uma pesagem, de maneira fácil e direta de amostras moldadas a partir desses blocos.

Para o Estudo de Caso 1, os valores foram fornecidos pela ENGEMIN por meio dos ensaios realizados no Instituto LACTEC, conforme apresentado na TABELA 3.

TABELA 3 – PLANILHA DE RESULTADO DOS ENSAIOS DE PESO ESPECÍFICO (MARCELINO RAMOS/RS)

<b><math>\sigma'</math> (Kpa) - Tensão efetiva de ensaio</b>	<b>400 Kpa</b>	<b>200 Kpa</b>	<b>100 Kpa</b>
$\rho_{nat}$ (g/cm <sup>3</sup> ) - Massa específica natural	1,51	1,75	1,69
$\rho_{nat}$ (g/cm <sup>3</sup> ) - Média massa específica natural	1,65		
$\gamma_{nat}$ (KN/m <sup>3</sup> ) - MÉDIA PESO ESPECÍFICO NATURAL	<b>16,5 KN/m<sup>3</sup></b>		

FONTE: ENGEMIN (2016).

Para o Estudo de Caso 2, onde a estratigrafia previu dois horizontes de solo residuais, o procedimento empregado na determinação do peso específico referente a camada de Solo Residual A, a qual dispôs de amostras de campo, se fez pela moldagem de três corpos de prova com o auxílio de um molde metálico de formato geométrico bem definido, um cubo de dimensões (1,9 x 5,1 x 5,1) cm, resultando em um volume de 49,419 cm<sup>3</sup>. Foi também aferida a massa desses moldes, e estas, somadas às amostras de solo em estado natural.

Com os valores em mãos, pode-se aplicá-los na EQUAÇÃO 11 e produzir uma média dos resultados. A planilha de ensaio (TABELA 4) com os referidos valores de peso específico e a FIGURA 48 ilustrando as amostras, estão apresentadas a seguir:

$$\gamma_{\text{nat}} = \frac{P_u}{V} \quad (11)$$

onde:

$\gamma_{\text{nat}}$  = peso específico natural do solo;

$P_u$  = peso total ou úmido do solo;

$V$  = volume total de solo.

TABELA 4 – PLANILHA DE RESULTADO DOS ENSAIOS DE PESO ESPECÍFICO (ANTONINA/PR)

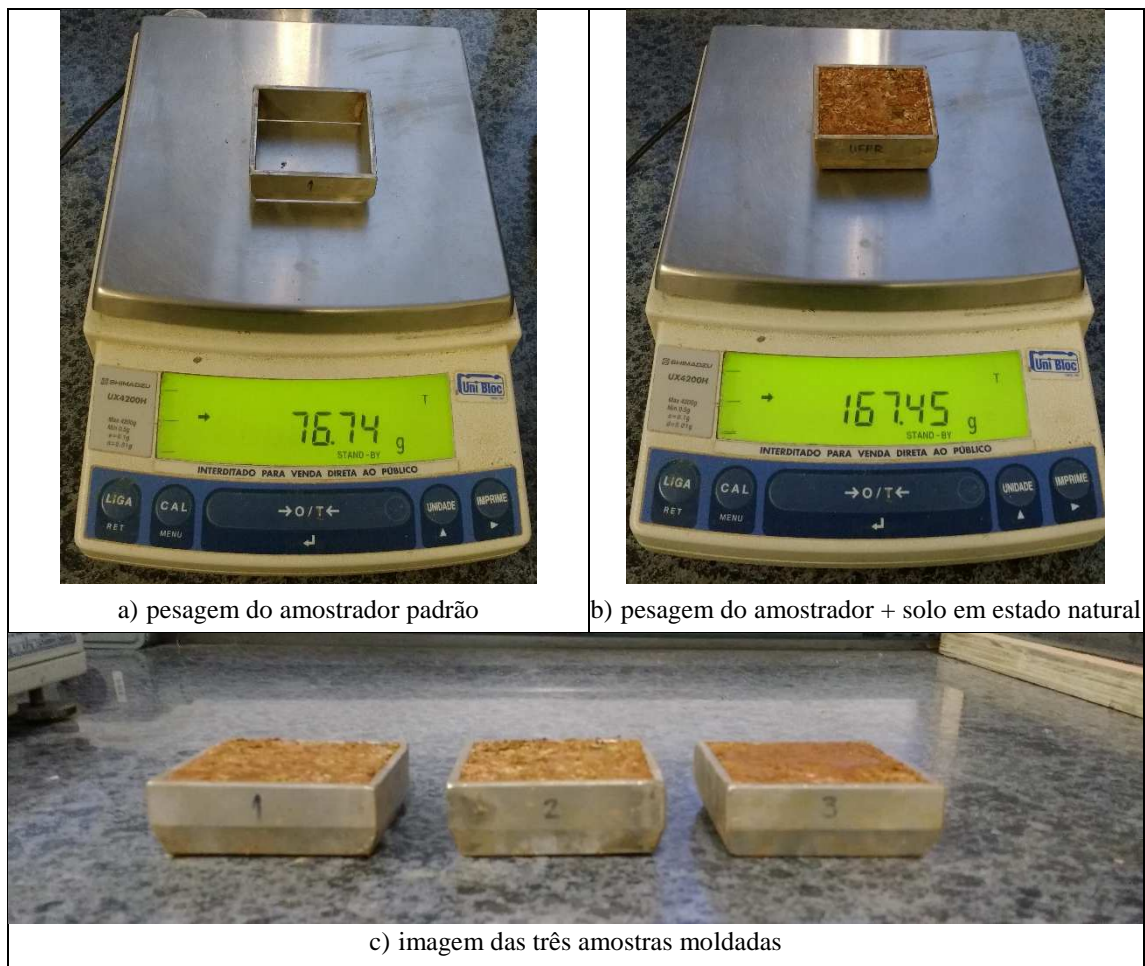
PESO ESPECÍFICO NATURAL (AMOSTRA 1)	
Massa do amostrador: Mamostrador (g) =	76,74
Massa total da amostra úmida: Mamostrador + Msolo úmido (g) =	163,23
Massa de solo úmido: Msolo úmido (g) =	86,49
Amostrador (1,9*5,1*5,1)cm      Vtotal de solo (cm³) =	49,419
Densidade natural - $\rho_{\text{nat}}$ (g/cm³) =	1,75
Peso específico natural - $\gamma_{\text{nat}}$ (KN/m³) =	17,17
PESO ESPECÍFICO NATURAL (AMOSTRA 2)	
Massa do amostrador: Mamostrador (g) =	79,83
Massa total da amostra úmida: Mamostrador + Msolo úmido (g) =	167,45
Massa de solo úmido: Msolo úmido (g) =	87,62
Amostrador (1,9*5,1*5,1)cm      Vtotal de solo (cm³) =	49,419
Densidade natural - $\rho_{\text{nat}}$ (g/cm³) =	1,77
Peso específico natural - $\gamma_{\text{nat}}$ (KN/m³) =	17,39
PESO ESPECÍFICO NATURAL (AMOSTRA 3)	
Massa do amostrador: Mamostrador (g) =	78,19
Massa total da amostra úmida: Mamostrador + Msolo úmido (g) =	164,41
Massa de solo úmido: Msolo úmido (g) =	86,22
Amostrador (1,9*5,1*5,1)cm      Vtotal de solo (cm³) =	49,419
Densidade natural - $\rho_{\text{nat}}$ (g/cm³) =	1,74
Peso específico natural - $\gamma_{\text{nat}}$ (KN/m³) =	17,12
MÉDIA PESO ESPECÍFICO NATURAL =	17,23 KN/m³

FONTE: O Autor (2017).



Para a determinação do peso específico natural da camada de Solo Residual B, onde não foi possível obter-se amostra devido à profundidade, foi utilizada a estimativa com base na literatura, descrita no item 5.2.

FIGURA 48 – PROCEDIMENTOS DE ENSAIO PARA DETERMINAÇÃO DA DENSIDADE NATURAL DAS AMOSTRAS (ANTONINA/PR)



FONTE: O Autor (2017).

### 5.3.1 Estudo de Caso 1 - Marcelino Ramos (RS)

Conforme as diretrizes da metodologia proposta no item 4.3 (etapa 4), buscou-se na literatura valores referenciais de parâmetros médios de resistência ao cisalhamento, com características geológico-geotécnicas de solos residuais localizados relativamente próximos ao estudo de caso desta pesquisa.

Pinheiro (2000) desenvolveu o estudo de alguns casos de instabilidade em encostas no estado do Rio Grande do Sul, realizando ensaios de laboratório para a

determinação dos parâmetros de resistência dos materiais envolvidos. Algumas dessas encostas são constituídas de solos residuais e se localizam na Formação Serra Geral. O autor ainda caracterizou dois perfis: um perfil laterítico (perfil 7) e um perfil argiloso característico da matriz do derrame (perfil 8). Os resultados dos parâmetros obtidos nesses locais estão apresentados na TABELA 5.

TABELA 5 – PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA OBTIDOS NOS ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO PARA OS PERFIS DA FORMAÇÃO SERRA GERAL

PERFIS	c' (Kpa)	$\phi'$ (graus)
Perfil 7 (laterítico)	21,4	36,2
Perfil 8 (matriz)	11,9	31,5
<b>MÉDIA</b>	<b>16,65</b>	<b>33,85</b>

FONTE: Adaptado de Pinheiro (2000).

Perazzolo (2003) também apresenta em seu trabalho, referente ao estudo geotécnico de taludes da Formação Serra Geral, um resumo de diversos trabalhos encontrados na literatura com materiais de propriedades similares às desta pesquisa. Os resultados dessas referências estão indicados na TABELA 6.

TABELA 6 – COMPILAÇÃO DE PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DE PICO APRESENTADO NA LITERATURA

REFERÊNCIA	TIPO DE SOLO	c' min (Kpa)	c' máx (Kpa)	$\phi'$ min (graus)	$\phi'$ máx (graus)
Brugger et al. (1993)	Solos coluvionares e residuais de rochas granito/gnáissicas	0	85	25	40
Avelar e Lacerda (1997)	Solos coluvionares e residuais de rochas granito/gnáissicas	-	22,3	-	26,4
Campos et al. (1997)	Solos coluvionares e residuais de migmatito	1,5	2,9	32,4	32,8
Pinheiro et al. (1997)	Solo residual de basalto	15,1	15,8	34,6	37,3
Pinheiro et al. (2001)	Solos coluvionares e residuais de rochas vulcânicas básicas	0	21	32	54
Soares et al. (2001)	Colúvios da Formação Serra Geral	0	25,5	16,7	28,5
Soares et al. (2001)	Solo residual de gnaiss	0	16,7	26,4	30,6
<b>MÉDIA</b>		<b>2,77</b>	<b>27,03</b>	<b>27,85</b>	<b>35,66</b>

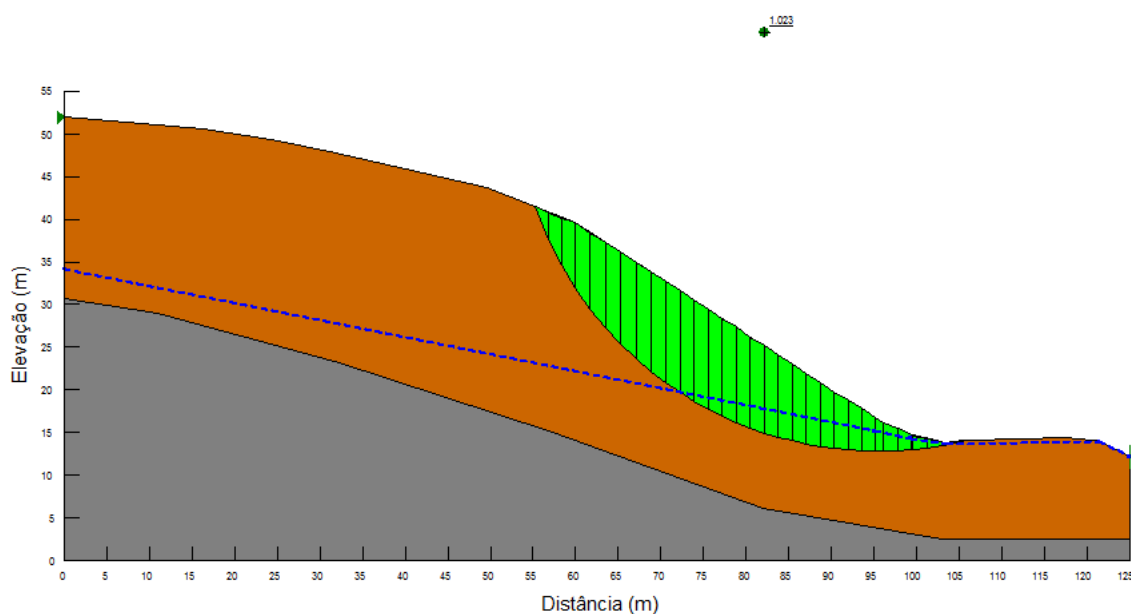
FONTE: Adaptado de Perazzolo (2003).

Em função dos valores expostos nos parágrafos anteriores, e seguindo a etapa 5 da metodologia descrita no item 4.3, foram realizadas diversas iterações e ajustes no modelo de análise, podendo-se chegar a um satisfatório ajuste da superfície de ruptura e do fator de segurança muito próximo da unidade ( $FS = 1,023$ ), os quais representam a iminência de um possível deslizamento na região de projeção dos novos taludes.

Os menores valores de parâmetros médios possíveis encontrados na retroanálise que levariam ao colapso do maciço, foram iguais à:  $c = 6,5$  KPa e  $\phi = 26^\circ$  para a camada de solo residual, valores estes, dentro do intervalo encontrado na literatura por outros autores em ensaios, conforme apresentado nas referências acima. Referente a camada que se encontra abaixo desse solo, por se tratar de uma rocha com elevado grau de recuperação, foi desconsiderado que a linha de ruptura afetaria tal material ou que o deslizamento se desse na interface solo/rocha, ocorrendo a ruptura somente na camada de solo e sendo efetivamente o que se sucedeu durante os escorregamentos anteriores.

A FIGURA 49 ilustra a seção modelada da encosta com o resultado da retroanálise feito no programa computacional. Como o talude não sofreu deslizamento recente exatamente na região de análise do modelo, mas rupturas em taludes vizinhos que causaram a instabilidade na região, conforme descrito no subitem 3.1.2 do Capítulo 3, pôde ser verificado uma semelhança desses taludes, na questão da profundidade e localização da linha de ruptura na parte intermediária do talude.

FIGURA 49 – RETROANÁLISE: ESTUDO DE CASO 1 (MARCELINO RAMOS / RS)



FONTE: O Autor (2017).

### 5.3.2 Estudo de Caso 2 - Antonina (PR)

Seguindo a metodologia proposta no item 4.3 (etapa 4), com o objetivo de estimar os parâmetros médios equivalentes de resistência do talude natural que mais próximos representaram a resistência média no momento da ruptura, partiu-se do trabalho feito por Tonus (2009), à qual realizou análises em uma encosta próxima a região de estudo desta pesquisa, com características geológico-geotécnicas da região da Serra do Mar paranaense, e que apresentou sinais de instabilidades passando por obras de estabilização. A autora baseou-se em três referências distintas de parâmetros geotécnicos: valores cedidos do projeto de estabilização da encosta, estimativa por meio de correlações e valores obtidos em literatura. Os valores estão apresentados na TABELA 7, juntamente com uma análise estatística feita pela mesma autora.

TABELA 7 – ANÁLISE ESTATÍSTICA DOS PARÂMETROS DA ENCOSTA

PARÂMETRO ESTATÍSTICO	SOLO RESIDUAL	
	c (KN/m <sup>2</sup> )	φ (graus)
CORRELAÇÃO	-	35
LITERATURA	13	29
GEOPROJETOS	5	30
Média	9	32,33
Desvio Padrão	5,66	3,21
Coefficiente de Variação (%)	63	10
97,5% Probabilidade de Ocorrência	0-18	27-35

FONTE: Tonus (2009).

A partir desses valores apresentados, a autora ainda dividiu o solo residual em duas camadas, refinando o perfil geotécnico e considerando uma análise estatística para um cenário pessimista e outro otimista. A TABELA 8 apresenta o resultado final com os valores adotados.

TABELA 8 – DEFINIÇÃO DOS PARÂMETROS GEOTÉCNICOS PARA OS CENÁRIOS PESSIMISTA E OTIMISTA

CAMADA	PESSIMISTA		OTIMISTA	
	c (KN/m <sup>2</sup> )	φ (graus)	c (KN/m <sup>2</sup> )	φ (graus)
Residual A	7	27	9	31
Residual B	9	31	15	35

FONTE: Tonus (2009).

Dell'Avanzi et al. (2013) também produziu um trabalho onde reúne valores de parâmetros de resistência publicados pelo próprio autor e por Suzuki (2004) em conferências e relatórios técnicos, referente a ensaios de cisalhamento direto e triaxial drenado, de solos residuais originados de rochas de Migmatito. O resumo dos resultados obtidos pelo referido autor, estão apresentados na TABELA 9.

TABELA 9 – COMPÊNDIO DE PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DOS SOLOS

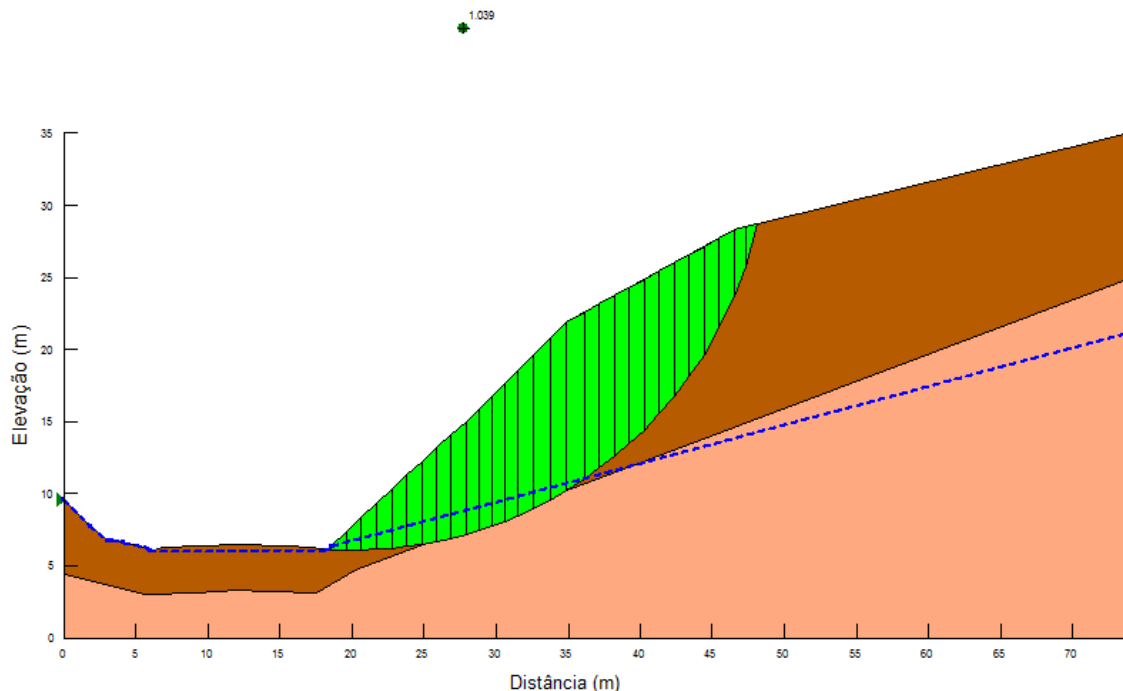
TIPO DE ENSAIO	c (Kpa)	$\phi$ (graus)	REFERÊNCIA
CIS. DIRETO	18	29,3	Suzuki (2004)
	2	34,6	
	4	31,9	
TRIAXIAL DRENADO	13	28,8	Dell'Avanzi et al. (2012)
	17,6	27	
CIS. DIRETO	0,8	28	
	12,4	21,8	
	16,3	29,2	
	6,6	34,2	
	4,9	30,1	
	26,6	23	
	29,7	27,8	
	17,6	27	
<b>MÉDIA</b>	<b>13,04</b>	<b>28,67</b>	

FONTE: Adaptado de Dell'Avanzi et al. (2013).

Após ser realizado diversas iterações e ajustes no modelo, baseando-se nos valores referenciados nas tabelas acima, pôde-se chegar a um satisfatório ajuste da superfície de ruptura e do fator de segurança unitário ( $FS = 1,039$ ), que representam a iminência do deslizamento, obtendo-se assim, os menores valores médios dos parâmetros de resistência que levariam ao colapso do maciço:  $c = 9,8$  KPa e  $\phi = 26,5^\circ$  para a camada A de solo residual e  $c = 10,5$  KPa e  $\phi = 28^\circ$  para a camada B, valores estes, bastante próximos e contido no intervalo apresentado por outros autores na literatura e nos ensaios de laboratório desta pesquisa.

A FIGURA 50 ilustra a seção modelada da encosta anterior aos deslizamentos, com o resultado da retroanálise feito pelo programa Slope/W. Pode-se verificar uma considerável profundidade da linha de ruptura, característico de solos predominantemente argilosos, e também a passagem desta linha por baixo de parte da pista, causando o soerguimento do pé, similar ao ocorrido nos eventos *in loco*.

FIGURA 50 – RETROANÁLISE: ESTUDO DE CASO 2 (ANTONINA / PR)



FONTE: O Autor (2017).

#### 5.4 RETROANÁLISE LOPES (1981)

Este item reproduz o processo de cálculo aplicado por meio do Método de Lopes (1981), descrito em etapas no item 4.4, nos estudos de caso desta pesquisa.

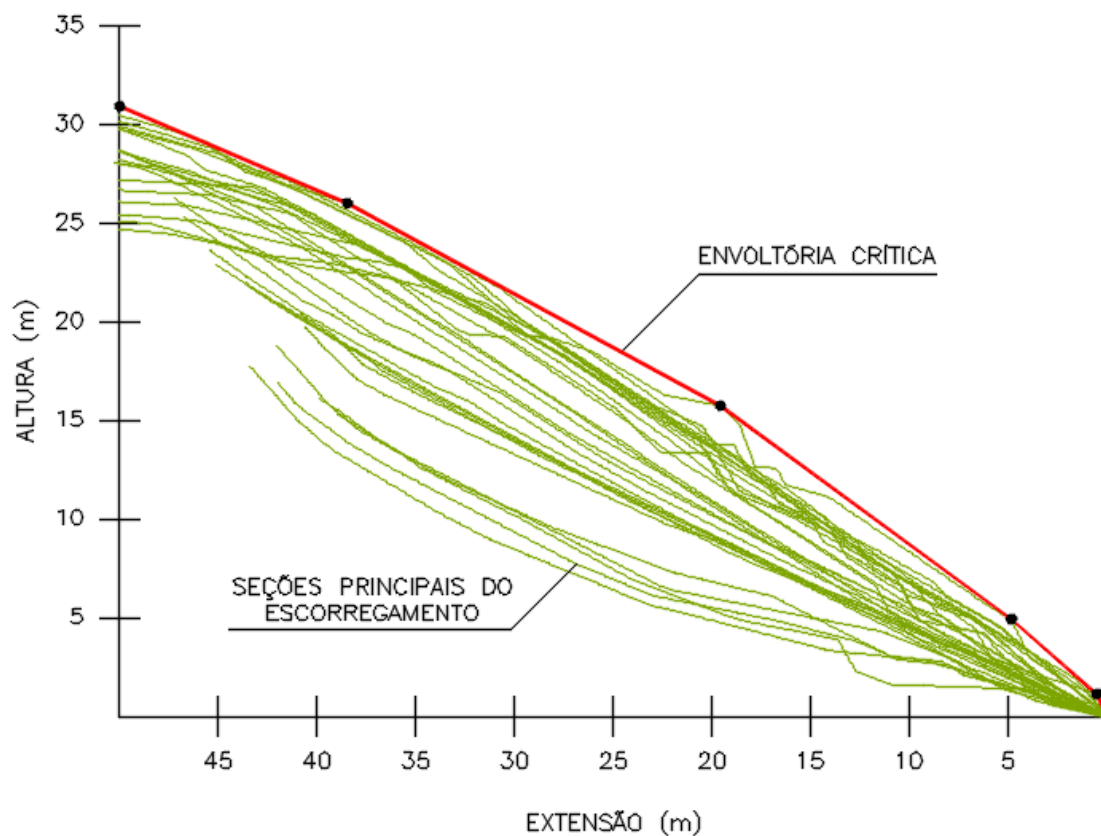
##### 5.4.1 Estudo de Caso 1 - Marcelino Ramos (RS)

Conforme as etapas 1 e 2, da aplicação metodológica (item 4.4), foram sobrepostos os perfis levantados a partir das cicatrizes do escorregamento, no trecho em estudo, onde foi possível delimitar a envoltória característica dessas cicatrizes (FIGURA 51) e os possíveis taludes que a interceptam (FIGURA 52).

Foram determinados cinco segmentos de taludes. Os ângulos escolhidos e suas alturas máximas correspondentes foram os seguintes:

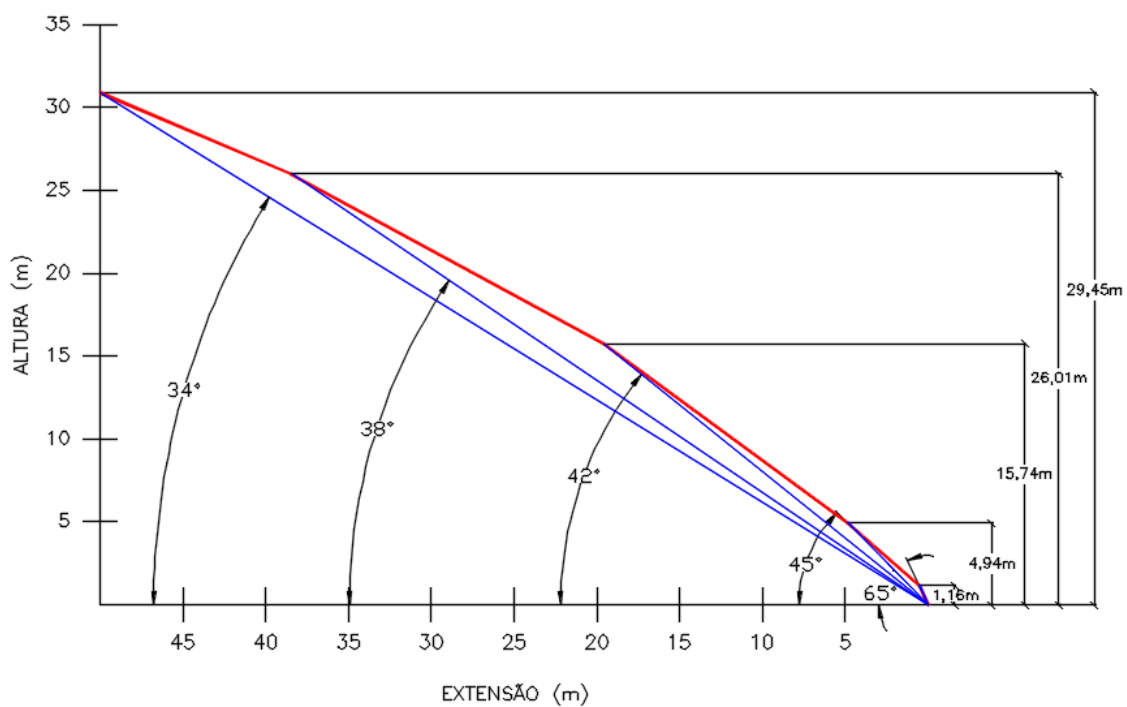
$i = 65^\circ$	$H = 1,16\text{m}$
$i = 45^\circ$	$H = 4,94\text{m}$
$i = 42^\circ$	$H = 15,74\text{m}$
$i = 38^\circ$	$H = 26,01\text{m}$
$i = 34^\circ$	$H = 29,45\text{m}$

FIGURA 51 – SOBREPOSIÇÃO DAS CICATRIZES DE ESCORREGAMENTO E DELIMITAÇÃO DA ENVOLTÓRIA CARACTERÍSTICA



FONTE: Adaptado de ENGEMIN, 2016.

FIGURA 52 – ESCOLHA DOS TALUDES LIMITES E SEUS RESPECTIVOS PARES DE INCLINAÇÃO E ALTURA



FONTE: Adaptado de ENGEMIN, 2016.



Seguindo a etapa 3 e 4 do mesmo item, por se tratar de movimentos recentes, foi relativamente fácil estabelecer as condições em que ocorreram as rupturas. Sabendo que a situação que levou a ruptura da encosta, foi o período chuvoso, permitiu-se descartar o cenário com taludes drenados. Em visitas realizadas à região, anterior aos deslizamentos, identificaram-se também fendas de tração nos próprios locais onde ocorreram as rupturas, e no seu entorno, que muito possivelmente teriam sido preenchidas por água devido ao excesso de chuva. Portanto, restaram dois possíveis cenários dispostos por Hoek (FIGURA 15), para a retroanálise:

- Talude com fluxo normal descendente e fenda de tração preenchida com água;
- Talude com fluxo de água horizontal e fenda de tração preenchida com água.

A definição das variáveis para os valores numéricos das funções e o estabelecimento de algumas hipóteses simplificadoras, estabelecidas por Hoek (1972) e também baseadas tanto nas observações feitas *in loco* quanto nas sondagens de campo disponíveis, possibilitaram o prosseguimento dos cálculos, são elas:

- Situação de estabilidade dos taludes resultantes de escorregamentos ( $F_s \geq 1$ );
- Presença de nível d'água à meia altura dos cortes ( $HW/H = 0,5$ );
- Possibilidade de existência de fendas de tração com profundidades de até 0,5 vezes a altura do talude ( $Z_o/H = 0,5$ );
- Possibilidade de essas fendas serem preenchidas por águas de chuva;
- Validade de utilização de “parâmetros equivalentes médios” ao longo dos cortes;
- Peso específico do solo em estado natural, obtido por estimativa:  $\gamma_{nat} = 2,00 \text{ g/cm}^3$ .

Substituindo nas funções, de cada um dos taludes adotados, as variáveis mencionadas acima, pelos valores numéricos, foram obtidas oito combinações de equações para cada possibilidade de talude presente no estudo de caso, conforme apresentado na TABELA 10:

TABELA 10 – COMBINAÇÃO DE EQUAÇÕES PARA CADA POSSIBILIDADE DE TALUDE

TALUDE COM FLUXO NORMAL DESCENDENTE COM FENDA DE TRAÇÃO PREENCHIDA C/ ÁGUA				
TALUDE	i (°)	H (m)	FUNÇÃO ÂNGULO DE TALUDE	FUNÇÃO ALTURA DE TALUDE
			$X = i - \phi[1,2-0,3 Hw/H]$	$Y = [1 + (i-10/100)Zo/H] \gamma H/c$
1	65	1,16	$x = 65 - 1,05 \phi$	$y = 295,8 / c$
2	45	4,94	$x = 45 - 1,05 \phi$	$y = 1160,9 / c$
3	42	15,74	$x = 42 - 1,05 \phi$	$y = 3651,7 / c$
4	39	26,01	$x = 39 - 1,05 \phi$	$y = 5956,3 / c$
5	34	29,45	$x = 34 - 1,05 \phi$	$y = 6596,8 / c$

TALUDE COM FLUXO DE ÁGUA HORIZONTAL E FENDA DE TRAÇÃO PREENCHIDA COM ÁGUA				
TALUDE	i (°)	H (m)	FUNÇÃO ÂNGULO DE TALUDE	FUNÇÃO ALTURA DE TALUDE
			$X = i - \phi[1,2-0,3 Hw/H]$	$Y = [1 + (i-10/100)Zo/H] \gamma H/c$
1	65	1,16	$x = 65 - 0,95 \phi$	$y = 295,8 / c$
2	45	4,94	$x = 45 - 0,95 \phi$	$y = 1160,9 / c$
3	42	15,74	$x = 42 - 0,95 \phi$	$y = 3651,7 / c$
4	39	26,01	$x = 39 - 0,95 \phi$	$y = 5956,3 / c$
5	34	29,45	$x = 34 - 0,95 \phi$	$y = 6596,8 / c$

FONTE: Adaptado de ENGEMIN, 2016.

De acordo com a etapa 5, dando continuidade ao processo de cálculo, foram atribuídos valores na faixa de 10° a 40° para a variável ângulo de atrito, correspondente a função ângulo de talude, para cada um dos taludes, onde foi possível determinar os valores de X, conforme está apresentado na TABELA 11:

TABELA 11 – FUNÇÃO X DE ACORDO COM OS CENÁRIOS SELECIONADOS PARA DIVERSOS VALORES DE  $\phi$ 

Talude com fluxo normal descendente									
Talude 1		Talude 2		Talude 3		Talude 4		Talude 5	
$\phi$ (graus)	X	$\phi$ (graus)	X	$\phi$ (graus)	X	$\phi$ (graus)	X	$\phi$ (graus)	X
10,0	54,3	10,0	34,5	10,0	31,1	10,0	27,7	10,0	23,0
15,0	48,8	15,0	29,0	15,0	25,6	15,0	22,2	15,0	17,5
20,0	43,3	20,0	23,5	20,0	20,1	20,0	16,7	20,0	12,0
25,0	37,8	25,0	18,0	25,0	14,6	25,0	11,2	25,0	6,5
30,0	32,3	30,0	12,5	30,0	9,1	30,0	5,7	30,0	1,0
35,0	26,8	35,0	7,0	35,0	3,6	35,0	0,2	35,0	-4,4
40,0	21,3	40,0	1,5	40,0	-1,8	40,0	-5,2	40,0	-9,9

Talude com fluxo de água horizontal									
Talude 1		Talude 2		Talude 3		Talude 4		Talude 5	
$\phi$ (graus)	X	$\phi$ (graus)	X	$\phi$ (graus)	X	$\phi$ (graus)	X	$\phi$ (graus)	X
10,0	55,8	10,0	36,0	10,0	32,6	10,0	29,2	10,0	24,5
15,0	51,1	15,0	31,2	15,0	27,9	15,0	24,5	15,0	19,8
20,0	46,3	20,0	26,5	20,0	23,1	20,0	19,7	20,0	15,0
25,0	41,6	25,0	21,7	25,0	18,4	25,0	15,0	25,0	10,3
30,0	36,8	30,0	17,0	30,0	13,6	30,0	10,2	30,0	5,5
35,0	32,1	35,0	12,2	35,0	8,9	35,0	5,5	35,0	0,8
40,0	27,3	40,0	7,5	40,0	4,1	40,0	0,7	40,0	-3,9

FONTE: ENGEMIN, 2016.

Dando andamento a mesma etapa, após obter-se os valores para as incógnitas X, pôde-se no ábaco de Hoek (FIGURA 14), sobre a curva  $FS=1,0$ , por estar buscando parâmetros do momento da ruptura, determinar os valores de Y, que, por sua vez, forneceram os valores de coesão, expostos na TABELA 12:

TABELA 12 – FUNÇÃO Y DE ACORDO COM OS CENÁRIOS SELECIONADOS PARA DIVEROS VALORES DE COESÃO

<b>Talude com fluxo normal descendente e fenda de tração preenchida com água</b>									
Talude 1		Talude 2		Talude 3		Talude 4		Talude 5	
Y	c (g/cm <sup>2</sup> )	Y	c (g/cm <sup>2</sup> )	Y	c (g/cm <sup>2</sup> )	Y	c (g/cm <sup>2</sup> )	Y	c (g/cm <sup>2</sup> )
6,2	47,9	9,4	124,0	10,4	350,7	11,9	500,9	14,5	455,7
6,8	43,6	11,4	102,4	13,0	281,5	15,0	397,7	18,6	354,8
7,6	39,2	14,2	82,1	16,3	224,4	19,4	306,7	25,0	264,5
8,6	34,6	17,9	65,0	21,5	170,0	26,1	228,4	35,7	184,8
10,0	29,7	24,3	47,9	29,8	122,6	38,1	156,2	58,0	113,8
12,3	24,2	34,2	34,0	45,6	80,1	63,6	93,6	100,0	66,0
15,6	19,0	55,5	21,0	90,0	40,6	100,0	59,5	100,0	66,0
<b>Talude com fluxo de água horizontal e fenda de tração preenchida com água</b>									
Talude 1		Talude 2		Talude 3		Talude 4		Talude 5	
Y	c (g/cm <sup>2</sup> )	Y	c (g/cm <sup>2</sup> )	Y	c (g/cm <sup>2</sup> )	Y	c (g/cm <sup>2</sup> )	Y	c (g/cm <sup>2</sup> )
6,0	49,3	9,0	129,6	9,9	368,7	11,3	527,5	13,6	483,8
6,5	45,3	10,4	112,1	11,8	309,7	13,6	436,2	16,5	399,4
7,1	41,9	12,4	93,5	14,4	253,4	16,6	358,9	21,1	312,7
7,8	37,9	15,3	75,9	17,7	206,1	21,1	282,0	27,4	240,8
8,8	33,7	19,1	60,9	22,6	162,0	27,6	215,6	38,7	170,5
10,0	29,5	24,8	46,9	30,2	121,0	38,7	153,8	59,4	111,1
12,0	24,6	32,8	35,5	43,6	83,8	60,1	99,0	100,0	66,0

FONTE: ENGEMIN, 2016.

Com isso, análogo à descrição da etapa 6, foram geradas 7 possibilidades de pares de valores (c e  $\phi$ ) para cada um dos taludes, previstos em cada possível cenário, sendo 14 possibilidades por talude e, 70 no total, por se tratar de 5 taludes e 2 cenários possíveis de ruptura. No entanto, fato esse apenas teórico, pois na prática, são mobilizados no momento da ruptura a maior resistência coesional e atritiva que a encosta dispõe. Portanto, o passo seguinte consistiu na colocação, em gráfico, dos diversos pares  $c/\phi$  passíveis de atenderem às condições impostas por cada talude-limite e em verificar-se regiões de intersecções entre dois ou mais deles, uma vez que, nessas regiões deveriam situar-se os pares que atendem às condições dos diversos taludes parciais. As planilhas contendo os diversos pares de parâmetros obtidos por intermédio de iteração do método e, os respectivos gráficos com as curvas correspondentes de cada talude, em cada cenário, estão dispostos no ANEXO 3.

Seguindo a instrução da etapa 7, o exame dos gráficos mostrou que, nos dois cenários houveram regiões de intercepto das curvas, onde em todas essas regiões, com os pares localizados em seu interior, calculou-se o fator de segurança para cada um dos taludes escolhidos, buscando-se chegar ao par que melhor atende às condições impostas por todos os taludes, e que é aquele para o qual todos eles se aproximaram do  $FS = 1,0$ , valor do qual, também, se aproximou a média geral dos FS individuais de todos os taludes parciais.

A título de exemplo a TABELA 13 apresenta alguns dos pares obtidos nos interceptos, na qual o exame mostra claramente que o intercepto A é o que melhor satisfaz às condições impostas pelas rupturas totais, sendo portanto admitida como representativa: a ruptura com fluxo normal descendente e com fenda de tração preenchida com água, e adotados os valores dela obtidos:  $\phi = 25^\circ$  e  $c = 65 \text{ g/cm}^2$ .

TABELA 13 – CÁLCULO DOS COEFICIENTES DE SEGURANÇA PARA CADA TALUDE ESCOLHIDO NOS INTERCEPTOS

INTERCEPTO	A $c = 65,0 \text{ g/cm}^2$ $\phi = 25^\circ$			B $c = 170,0 \text{ g/cm}^2$ $\phi = 25^\circ$			C $c = 47,9 \text{ g/cm}^2$ $\phi = 30^\circ$			D $c = 122,6 \text{ g/cm}^2$ $\phi = 30^\circ$		
	X	Y	FS	X	Y	FS	X	Y	FS	X	Y	FS
TALUDE 1	38,8	4,6	1,50	38,8	1,7	2,00	33,5	6,2	1,19	33,5	2,4	2,00
TALUDE 2	18,8	17,9	1,00	18,8	6,8	1,50	13,5	24,2	1,02	13,5	9,5	1,44
TALUDE 3	15,8	56,2	0,70	15,8	21,5	1,00	10,5	76,2	0,75	10,5	29,8	0,97
TALUDE 4	12,8	91,6	0,70	12,8	35,0	0,90	7,5	124,3	0,79	7,5	48,6	0,91
TALUDE 5	7,8	101,5	0,79	7,8	38,8	0,96	2,5	137,7	0,90	2,5	53,8	0,98
<b>FS médio</b>	0,938			1,272			0,930			1,260		

FONTE: ENGEMIN, 2016.

De acordo com a última etapa do item 4.4 (etapa 8), sendo selecionados os parâmetros considerados representativos da ruptura e, utilizando-se ângulos de inclinação usuais em construção de cortes ( $45^\circ = 1v:1h$ ;  $34^\circ = 1v:1,5h$ ;  $30^\circ = 1v:1,75h$ ;  $27^\circ = 1v: 2h$  e  $24^\circ = 1v:2,5h$ ), estabeleceram-se alturas máximas passíveis de taludes serem construídos com essas inclinações e que, trabalhando a seco (isto é, utilizando sistemas de drenagem), mantivessem fatores de segurança de 1,1; 1,2; 1,3; 1,4 e 1,5, respectivamente. A TABELA 14 mostra a determinação das alturas máximas permitidas para cada segmento de talude, a partir da adoção dos parâmetros representativos e das funções estabelecidas para taludes drenados e sem fenda de tração.

TABELA 14 – ALTURAS MÁXIMAS POSSÍVEIS DE CONSTRUÇÃO DE TALUDES PARA CADA ÂNGULO E FATOR DE SEGURANÇA DETERMINADO

		$X = i - 1,2 \phi$	ÁBACO	$H = Y c / \gamma$
45 graus (1v:1h)	FS 1,1	$X = 45-1,2 (25) \rightarrow 15$	Y 18	$H_{max} (cm) = Y (65) / 2 \rightarrow 585$
	FS 1,2	$X = 45-1,2 (25) \rightarrow 15$	Y 14	$H_{max} (cm) = Y (65) / 2 \rightarrow 455$
	FS 1,3	$X = 45-1,2 (25) \rightarrow 15$	Y 12	$H_{max} (cm) = Y (65) / 2 \rightarrow 390$
	FS 1,4	$X = 45-1,2 (25) \rightarrow 15$	Y 10	$H_{max} (cm) = Y (65) / 2 \rightarrow 325$
	FS 1,5	$X = 45-1,2 (25) \rightarrow 15$	Y 8	$H_{max} (cm) = Y (65) / 2 \rightarrow 260$
34 graus (1v:1,5h)	FS 1,1	$X = 34-1,2 (25) \rightarrow 4$	Y 35	$H_{max} (cm) = Y (65) / 2 \rightarrow 1138$
	FS 1,2	$X = 34-1,2 (25) \rightarrow 4$	Y 28	$H_{max} (cm) = Y (65) / 2 \rightarrow 910$
	FS 1,3	$X = 34-1,2 (25) \rightarrow 4$	Y 23	$H_{max} (cm) = Y (65) / 2 \rightarrow 748$
	FS 1,4	$X = 34-1,2 (25) \rightarrow 4$	Y 18	$H_{max} (cm) = Y (65) / 2 \rightarrow 585$
	FS 1,5	$X = 34-1,2 (25) \rightarrow 4$	Y 15	$H_{max} (cm) = Y (65) / 2 \rightarrow 488$
30 graus (1v:1,75h)	FS 1,1	$X = 30-1,2 (25) \rightarrow 0$	Y 46	$H_{max} (cm) = Y (65) / 2 \rightarrow 1495$
	FS 1,2	$X = 30-1,2 (25) \rightarrow 0$	Y 37	$H_{max} (cm) = Y (65) / 2 \rightarrow 1203$
	FS 1,3	$X = 30-1,2 (25) \rightarrow 0$	Y 30	$H_{max} (cm) = Y (65) / 2 \rightarrow 975$
	FS 1,4	$X = 30-1,2 (25) \rightarrow 0$	Y 23	$H_{max} (cm) = Y (65) / 2 \rightarrow 748$
	FS 1,5	$X = 30-1,2 (25) \rightarrow 0$	Y 20	$H_{max} (cm) = Y (65) / 2 \rightarrow 650$
27 graus (1v:2h)	FS 1,1	$X = 27-1,2 (25) \rightarrow -3$	Y 70	$H_{max} (cm) = Y (65) / 2 \rightarrow 2275$
	FS 1,2	$X = 27-1,2 (25) \rightarrow -3$	Y 50	$H_{max} (cm) = Y (65) / 2 \rightarrow 1625$
	FS 1,3	$X = 27-1,2 (25) \rightarrow -3$	Y 40	$H_{max} (cm) = Y (65) / 2 \rightarrow 1300$
	FS 1,4	$X = 27-1,2 (25) \rightarrow -3$	Y 30	$H_{max} (cm) = Y (65) / 2 \rightarrow 975$
	FS 1,5	$X = 27-1,2 (25) \rightarrow -3$	Y 26	$H_{max} (cm) = Y (65) / 2 \rightarrow 845$
22 graus (1v:2,5h)	FS 1,1	$X = 22-1,2 (25) \rightarrow -8$	Y 100	$H_{max} (cm) = Y (65) / 2 \rightarrow 3250$
	FS 1,2	$X = 22-1,2 (25) \rightarrow -8$	Y 100	$H_{max} (cm) = Y (65) / 2 \rightarrow 3250$
	FS 1,3	$X = 22-1,2 (25) \rightarrow -8$	Y 70	$H_{max} (cm) = Y (65) / 2 \rightarrow 2275$
	FS 1,4	$X = 22-1,2 (25) \rightarrow -8$	Y 50	$H_{max} (cm) = Y (65) / 2 \rightarrow 1625$
	FS 1,5	$X = 22-1,2 (25) \rightarrow -8$	Y 40	$H_{max} (cm) = Y (65) / 2 \rightarrow 1300$

FONTE: ENGEMIN, 2016.

Segundo o autor do método, é importante fixar-se que esses “fatores de segurança” não representam o quanto a mais, em termos de superação da estabilidade das encostas em sua condição atual, os taludes serão construídos teoricamente, mas deverá representar uma condição numericamente superior se comparada à condição que vigorou por ocasião das intensas chuvas de maio de 2010 e junho de 2014. Assim sendo, considerou-se suficiente adotar um valor de segurança no entorno de 10% sobre essa condição, uma vez que valores mais elevados de FS, resultariam em taludes extremamente abatidos, até porque, numa condição mais agressiva do que a que foi usada como paradigma, de nada adiantariam taludes mais suaves, uma vez que, teoricamente, as encostas ao redor deveriam colapsar antes dos taludes da obra. (ENGEMIN, 2016).

O talude tipo (FIGURA 25) resultou da combinação conveniente de taludes nominais e banquetas intermediárias, de modo que as alturas de cada segmento em nenhum ponto ultrapassassem as alturas máximas calculadas para cada inclinação

nominal, mantendo-se um fator de segurança geral de 1,1. Assim, o mesmo consta de segmentos com alturas máximas de 8 m e inclinações variáveis: a inferior, de 1v:1h; e as seguintes, de 1v: 1,50h. Entre esses segmentos estão colocadas banquetas com largura de 4,00 m. De acordo com Lopes (1981), as banquetas além de permitirem o tráfego do equipamento de construção, são necessárias à construção de sarjetas para águas superficiais e dos drenos profundos para rebaixamento do lençol freático, além de servirem como anteparos para instabilidades localizadas.

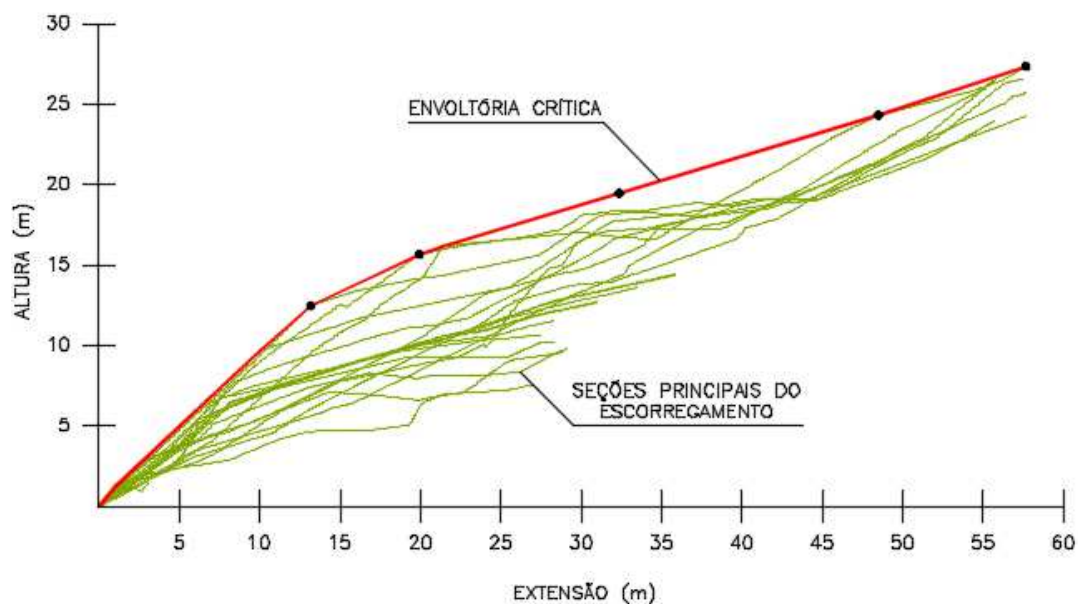
#### 5.4.2 Estudo de Caso 2 - Antonina (PR)

Para este caso, os mesmos procedimentos aplicados no Estudo de Caso 1 e as etapas da aplicação metodológica (item 4.4), foram seguidos. De início foram sobrepostos os perfis levantados a partir das cicatrizes do escorregamento, no trecho em estudo, onde foi possível delimitar a envoltória característica dessas cicatrizes (FIGURA 51) e os possíveis taludes que a interceptam (FIGURA 54).

Foram determinados cinco segmentos de taludes. Os ângulos escolhidos e suas alturas máximas correspondentes foram os seguintes:

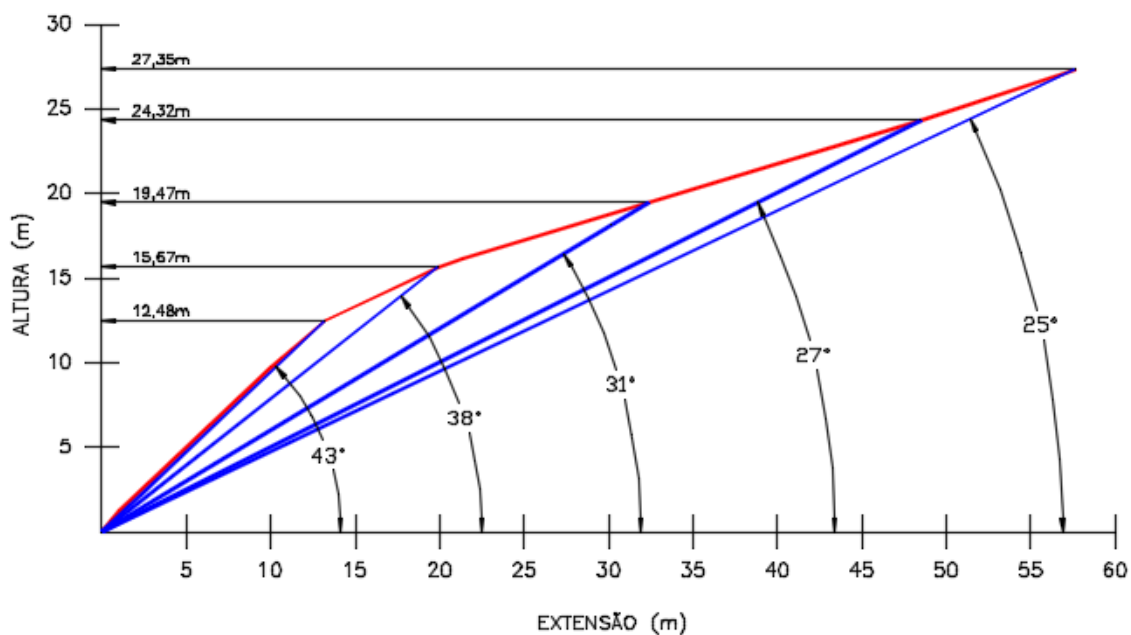
$i = 43^\circ$	$H = 12,48\text{m}$
$i = 38^\circ$	$H = 15,67\text{m}$
$i = 31^\circ$	$H = 19,47\text{m}$
$i = 27^\circ$	$H = 24,32\text{m}$
$i = 25^\circ$	$H = 27,35\text{m}$

FIGURA 53 – SOBREPOSIÇÃO DAS CICATRIZES DE ESCORREGAMENTO E DELIMITAÇÃO DA ENVOLTÓRIA CARACTERÍSTICA



FONTE: Adaptado de ENGEMIN, 2011.

FIGURA 54 – ESCOLHA DOS TALUDES LIMITES E SEUS RESPECTIVOS PARES DE INCLINAÇÃO E ALTURA



FONTE: Adaptado de ENGEMIN, 2011.

De acordo com as hipóteses propostas por Hoek (FIGURA 15), o estabelecimento das condições em que ocorreram as rupturas, foram determinadas como



sendo pelo excesso de chuva, devido ao histórico, e sem o desenvolvimento de fendas de tração, por ter sido constatado em campo, que tal condição não existia.

Quanto a definição das variáveis para os valores numéricos das funções e o estabelecimento das hipóteses para execução dos cálculos, foram as seguintes:

- Situação de estabilidade dos taludes resultantes de escorregamentos ( $F_s \geq 1$ );
- Presença de nível d'água à meia altura dos cortes ( $H_w/H = 0,5$ );
- Validade de utilização de “parâmetros equivalentes médios” ao longo dos cortes;
- Peso específico do solo em estado natural, obtido por estimativa:  $\gamma_{nat} = 2,00 \text{ g/cm}^3$ .

Substituindo então, nas funções de cada um dos taludes adotados, as variáveis estabelecidas, pelos valores numéricos, foram obtidas duas combinações de equações para cada possibilidade de talude presente no estudo de caso, conforme apresentado na TABELA 15:

TABELA 15 – COMBINAÇÃO DE EQUAÇÕES PARA CADA POSSIBILIDADE DE TALUDE

TALUDE COM FLUXO NORMAL DESCENDENTE E SEM FENDA DE TRAÇÃO				
TALUDE	i (°)	H (m)	FUNÇÃO ÂNGULO DE TALUDE	FUNÇÃO ALTURA DE TALUDE
			$X = i - \phi(1,2 - 0,3 H_w/H)$	$Y = \gamma H/c$
1	43	12,48	$x = 43 - 1,05 \phi$	$y = 2496,0 / c$
2	38	15,67	$x = 38 - 1,05 \phi$	$y = 3134,0 / c$
3	31	19,47	$x = 31 - 1,05 \phi$	$y = 3894,0 / c$
4	27	24,32	$x = 27 - 1,05 \phi$	$y = 4864,0 / c$
5	25	27,35	$x = 25 - 1,05 \phi$	$y = 5470,0 / c$

TALUDE COM FLUXO DE ÁGUA HORIZONTAL E SEM FENDA DE TRAÇÃO				
TALUDE	i (°)	H (m)	FUNÇÃO ÂNGULO DE TALUDE	FUNÇÃO ALTURA DE TALUDE
			$X = i - \phi[1,2 - 0,5 H_w/H]$	$Y = \gamma H/c$
1	43	12,48	$x = 43 - 0,95 \phi$	$y = 2496,0 / c$
2	38	15,67	$x = 38 - 0,95 \phi$	$y = 3134,0 / c$
3	31	19,47	$x = 31 - 0,95 \phi$	$y = 3894,0 / c$
4	27	24,32	$x = 27 - 0,95 \phi$	$y = 4864,0 / c$
5	25	27,35	$x = 25 - 0,95 \phi$	$y = 5470,0 / c$

FONTE: Adaptado de ENGEMIN, 2011.

Dando continuidade ao processo de cálculo, foram atribuídos valores na faixa de  $10^\circ$  a  $40^\circ$  para a variável ângulo de atrito, correspondente a função ângulo de talude, para cada um dos taludes, onde foi possível determinar os valores de X, conforme está apresentado na TABELA 16:

TABELA 16 – FUNÇÃO X DE ACORDO COM OS CENÁRIOS SELECIONADOS PARA DIVEROS VALORES DE  $\phi$

Talude com fluxo normal descendente									
Talude 1		Talude 2		Talude 3		Talude 4		Talude 5	
$\phi$ (graus)	X	$\phi$ (graus)	X	$\phi$ (graus)	X	$\phi$ (graus)	X	$\phi$ (graus)	X
10,0	32,0	10,0	27,0	10,0	20,0	10,0	16,0	10,0	14,0
15,0	26,5	15,0	21,5	15,0	14,5	15,0	10,5	15,0	8,5
20,0	21,0	20,0	16,0	20,0	9,0	20,0	5,0	20,0	3,0
25,0	15,5	25,0	10,5	25,0	3,5	25,0	-0,4	25,0	-2,5
30,0	10,0	30,0	5,0	30,0	-1,9	30,0	-5,9	30,0	-7,9
35,0	4,5	35,0	-0,4	35,0	-7,4	35,0	-11,5	35,0	-13,5
40,0	-0,9	40,0	-5,9	40,0	-13,0	40,0	-17,0	40,0	-19,0
Talude com fluxo de água horizontal									
Talude 1		Talude 2		Talude 3		Talude 4		Talude 5	
$\phi$ (graus)	X	$\phi$ (graus)	X	$\phi$ (graus)	X	$\phi$ (graus)	X	$\phi$ (graus)	X
10,0	33,5	10,0	28,5	10,0	21,5	10,0	17,5	10,0	15,5
15,0	28,7	15,0	23,7	15,0	16,7	15,0	12,7	15,0	10,7
20,0	24,0	20,0	19,0	20,0	12,0	20,0	8,0	20,0	6,0
25,0	19,2	25,0	14,2	25,0	7,2	25,0	3,2	25,0	1,2
30,0	14,5	30,0	9,5	30,0	2,5	30,0	-1,5	30,0	-3,5
35,0	9,7	35,0	4,7	35,0	-2,2	35,0	-6,2	35,0	-8,2
40,0	5,0	40,0	0,0	40,0	-7,0	40,0	-11,0	40,0	-13,0

FONTE: ENGEMIN, 2011.

Após obter-se os valores para as incógnitas X, pôde-se no ábaco de Hoek (FIGURA 14), sobre a curva FS=1,0, por estar buscando parâmetros do momento de ruptura, determinar os valores de Y, que, por sua vez, forneceram os valores de coesão, expostos na

TABELA 17:

TABELA 17 – FUNÇÃO Y DE ACORDO COM OS CENÁRIOS SELECIONADOS PARA DIVEROS VALORES DE COESÃO

Talude com fluxo normal descendente e sem fenda de tração									
Talude 1		Talude 2		Talude 3		Talude 4		Talude 5	
Y	c (g/cm2)	Y	c (g/cm2)	Y	c (g/cm2)	Y	c (g/cm2)	Y	c (g/cm2)
10,1	247,9	12,2	257,7	16,3	238,3	20,1	242,0	22,1	247,5
12,4	200,6	15,4	203,0	21,6	180,3	27,1	179,5	31,0	176,5
15,7	158,6	20,1	155,9	30,0	129,8	40,2	121,0	48,0	114,0
20,6	121,2	27,1	115,6	46,0	84,7	69,0	70,5	100,0	54,7
27,9	89,5	40,2	78,0	93,0	41,9	100,0	48,6	100,0	54,7
42,0	59,4	69,0	45,4	100,0	38,9	100,0	48,6	100,0	54,7
74,0	33,7	100,0	31,3	100,0	38,9	100,0	48,6	100,0	54,7
Talude com fluxo de água horizontal e sem fenda de tração									
Talude 1		Talude 2		Talude 3		Talude 4		Talude 5	
Y	c (g/cm2)	Y	c (g/cm2)	Y	c (g/cm2)	Y	c (g/cm2)	Y	c (g/cm2)
9,7	258,4	11,6	271,1	15,4	252,2	18,6	261,5	20,6	265,5
11,5	217,4	14,1	222,9	19,4	200,7	24,0	202,7	26,8	204,1
13,9	179,8	17,2	182,3	25,0	156,1	32,0	152,0	37,2	147,0
17,0	146,7	21,9	143,1	33,6	115,9	47,2	103,1	57,0	96,0
21,6	115,6	28,8	108,8	50,5	77,1	84,0	57,9	100,0	54,7
28,4	87,9	41,4	75,7	100,0	38,9	100,0	48,6	100,0	54,7
40,2	62,1	66,0	47,5	100,0	38,9	100,0	48,6	100,0	54,7

FONTE: ENGEMIN, 2011.

Com isso, foram geradas 7 possibilidades de pares de valores ( $c$  e  $\phi$ ) para cada um dos taludes, previstos em cada possível cenário, sendo 14 possibilidades por talude e, 70 no total, por se tratar de 5 taludes e 2 cenários possíveis de ruptura. As planilhas contendo os diversos pares de parâmetros obtidos por intermédio de iteração do método e, os respectivos gráficos com as curvas correspondentes de cada talude, em cada cenário, estão dispostos no ANEXO 4.

Com os diversos pares  $c/\phi$  colocados em gráfico e, examinando as regiões onde as curvas dos taludes parciais se interceptaram, foi possível chegar-se ao par que melhor atende às condições impostas por todos os taludes, e que é aquele que segue a mesma premissa do estudo de caso anterior. A TABELA 18 apresenta alguns dos pares obtidos nos interceptos, na qual o exame mostra claramente que o intercepto B é o que melhor satisfaz às condições impostas pelas rupturas totais, sendo portanto admitida como representativa: a ruptura com fluxo normal descendente e sem fenda de tração, e adotados os valores dela obtidos:  $\phi = 25^\circ$  e  $c = 85 \text{ g/cm}^2$ .

TABELA 18 – CÁLCULO DOS COEFICIENTES DE SEGURANÇA PARA CADA TALUDE ESCOLHIDO NOS INTERCEPTOS

INTERCEPTO	A $c = 54,7 \text{ g/cm}^2$ $\phi = 25^\circ$			B $c = 85,0 \text{ g/cm}^2$ $\phi = 25^\circ$			C $c = 48,6 \text{ g/cm}^2$ $\phi = 30^\circ$			D $c = 41,9 \text{ g/cm}^2$ $\phi = 30^\circ$		
	X	Y	FS	X	Y	FS	X	Y	FS	X	Y	FS
TALUDE 1	16,75	45,6	0,73	16,75	29,4	0,90	11,5	51,4	0,70	11,5	59,6	0,83
TALUDE 2	11,75	57,3	0,78	11,75	36,9	0,94	6,5	64,5	0,85	6,5	74,8	0,82
TALUDE 3	4,75	71,2	0,89	4,75	45,8	0,99	-0,5	80,1	0,94	-0,5	92,9	0,96
TALUDE 4	0,75	88,9	0,95	0,75	57,2	1,00	-4,5	100,1	1,08	-4,5	116,1	1,08
TALUDE 5	-1,25	100,0	0,97	-1,25	64,4	1,07	-6,5	112,6	1,15	-6,5	130,5	1,15
<b>FS médio</b>	0,864			0,980			0,944			0,968		

FONTE: ENGEMIN, 2011.

Uma vez selecionados os parâmetros considerados representativos da ruptura e, utilizando-se ângulos de inclinação usuais em construção de cortes, estabeleceram-se as alturas máximas passíveis de serem construídas e que, trabalhando a seco (isto é, utilizando sistemas de drenagem), mantivessem fatores de segurança de 1,1; 1,2; 1,3; 1,4 e 1,5, respectivamente. A TABELA 19 mostra a determinação das alturas máximas permitidas para cada segmento de talude, a partir da adoção dos parâmetros representativos e das funções estabelecidas para taludes drenados e sem fenda de tração.

TABELA 19 – ALTURAS MÁXIMAS POSSÍVEIS DE SEREM CONSTRUÍDAS PARA CADA ÂNGULO E FATOR DE SEGURANÇA DETERMINADO

		$X = i - 1,2 \phi$		ÁBACO	$H = Y c / \gamma$
45 graus (1v:1h)	FS 1,1	$X = 45-1,2 (25) \rightarrow 15$		Y 18	$H_{max} (cm) = Y (85) / 2 \rightarrow 765$
	FS 1,2	$X = 45-1,2 (25) \rightarrow 15$		Y 14	$H_{max} (cm) = Y (85) / 2 \rightarrow 595$
	FS 1,3	$X = 45-1,2 (25) \rightarrow 15$		Y 12	$H_{max} (cm) = Y (85) / 2 \rightarrow 510$
	FS 1,4	$X = 45-1,2 (25) \rightarrow 15$		Y 10	$H_{max} (cm) = Y (85) / 2 \rightarrow 425$
	FS 1,5	$X = 45-1,2 (25) \rightarrow 15$		Y 8	$H_{max} (cm) = Y (85) / 2 \rightarrow 340$
34 graus (1v:1,5h)	FS 1,1	$X = 34-1,2 (25) \rightarrow 4$		Y 35	$H_{max} (cm) = Y (85) / 2 \rightarrow 1488$
	FS 1,2	$X = 34-1,2 (25) \rightarrow 4$		Y 28	$H_{max} (cm) = Y (85) / 2 \rightarrow 1190$
	FS 1,3	$X = 34-1,2 (25) \rightarrow 4$		Y 23	$H_{max} (cm) = Y (85) / 2 \rightarrow 978$
	FS 1,4	$X = 34-1,2 (25) \rightarrow 4$		Y 18	$H_{max} (cm) = Y (85) / 2 \rightarrow 765$
	FS 1,5	$X = 34-1,2 (25) \rightarrow 4$		Y 15	$H_{max} (cm) = Y (85) / 2 \rightarrow 638$
30 graus (1v:1,75h)	FS 1,1	$X = 30-1,2 (25) \rightarrow 0$		Y 46	$H_{max} (cm) = Y (85) / 2 \rightarrow 1955$
	FS 1,2	$X = 30-1,2 (25) \rightarrow 0$		Y 37	$H_{max} (cm) = Y (85) / 2 \rightarrow 1573$
	FS 1,3	$X = 30-1,2 (25) \rightarrow 0$		Y 30	$H_{max} (cm) = Y (85) / 2 \rightarrow 1275$
	FS 1,4	$X = 30-1,2 (25) \rightarrow 0$		Y 23	$H_{max} (cm) = Y (85) / 2 \rightarrow 978$
	FS 1,5	$X = 30-1,2 (25) \rightarrow 0$		Y 20	$H_{max} (cm) = Y (85) / 2 \rightarrow 850$
27 graus (1v:2h)	FS 1,1	$X = 27-1,2 (25) \rightarrow -3$		Y 70	$H_{max} (cm) = Y (85) / 2 \rightarrow 2975$
	FS 1,2	$X = 27-1,2 (25) \rightarrow -3$		Y 50	$H_{max} (cm) = Y (85) / 2 \rightarrow 2125$
	FS 1,3	$X = 27-1,2 (25) \rightarrow -3$		Y 40	$H_{max} (cm) = Y (85) / 2 \rightarrow 1700$
	FS 1,4	$X = 27-1,2 (25) \rightarrow -3$		Y 30	$H_{max} (cm) = Y (85) / 2 \rightarrow 1275$
	FS 1,5	$X = 27-1,2 (25) \rightarrow -3$		Y 26	$H_{max} (cm) = Y (85) / 2 \rightarrow 1105$
22 graus (1v:2,5h)	FS 1,1	$X = 22-1,2 (25) \rightarrow -8$		Y 100	$H_{max} (cm) = Y (85) / 2 \rightarrow 4250$
	FS 1,2	$X = 22-1,2 (25) \rightarrow -8$		Y 100	$H_{max} (cm) = Y (85) / 2 \rightarrow 4250$
	FS 1,3	$X = 22-1,2 (25) \rightarrow -8$		Y 70	$H_{max} (cm) = Y (85) / 2 \rightarrow 2975$
	FS 1,4	$X = 22-1,2 (25) \rightarrow -8$		Y 50	$H_{max} (cm) = Y (85) / 2 \rightarrow 2125$
	FS 1,5	$X = 22-1,2 (25) \rightarrow -8$		Y 40	$H_{max} (cm) = Y (85) / 2 \rightarrow 1700$

FONTE: ENGEMIN, 2016.

Por se tratar de um local mais crítico que o Estudo de Caso 1, devido ao grande histórico de instabilidades nas proximidades, que se trata de uma região da Serra do Mar Paranaense, característica por deslizamentos durante períodos de chuvas intensas, considerou-se suficiente adotar um valor de segurança no entorno de 40% sobre a condição geral dos taludes que se mantiveram.

O talude tipo (FIGURA 32) resultou da combinação conveniente de taludes nominais e banquetas intermediárias, de modo que as alturas de cada segmento, em nenhum ponto ultrapassassem as alturas máximas calculadas para cada inclinação nominal, mantendo-se um fator de segurança de 1,4. Assim, o mesmo consta de segmentos com alturas máximas de 7 m e inclinações variáveis: a inferior e intermediária, de 1v:1,75h; e superior, de 1v: 1,50h. Entre esses segmentos foram previstas banquetas com largura de 4,00 m, mantendo a mesma premissa do estudo de caso anterior.

## 5.5 COMPARAÇÃO ANALÍTICA DO FATOR DE SEGURANÇA E DOS PARÂMETROS GEOTÉCNICOS DOS TALUDES ESTABILIZADOS

### 5.5.1 Estudo de Caso 1 - Marcelino Ramos (RS)

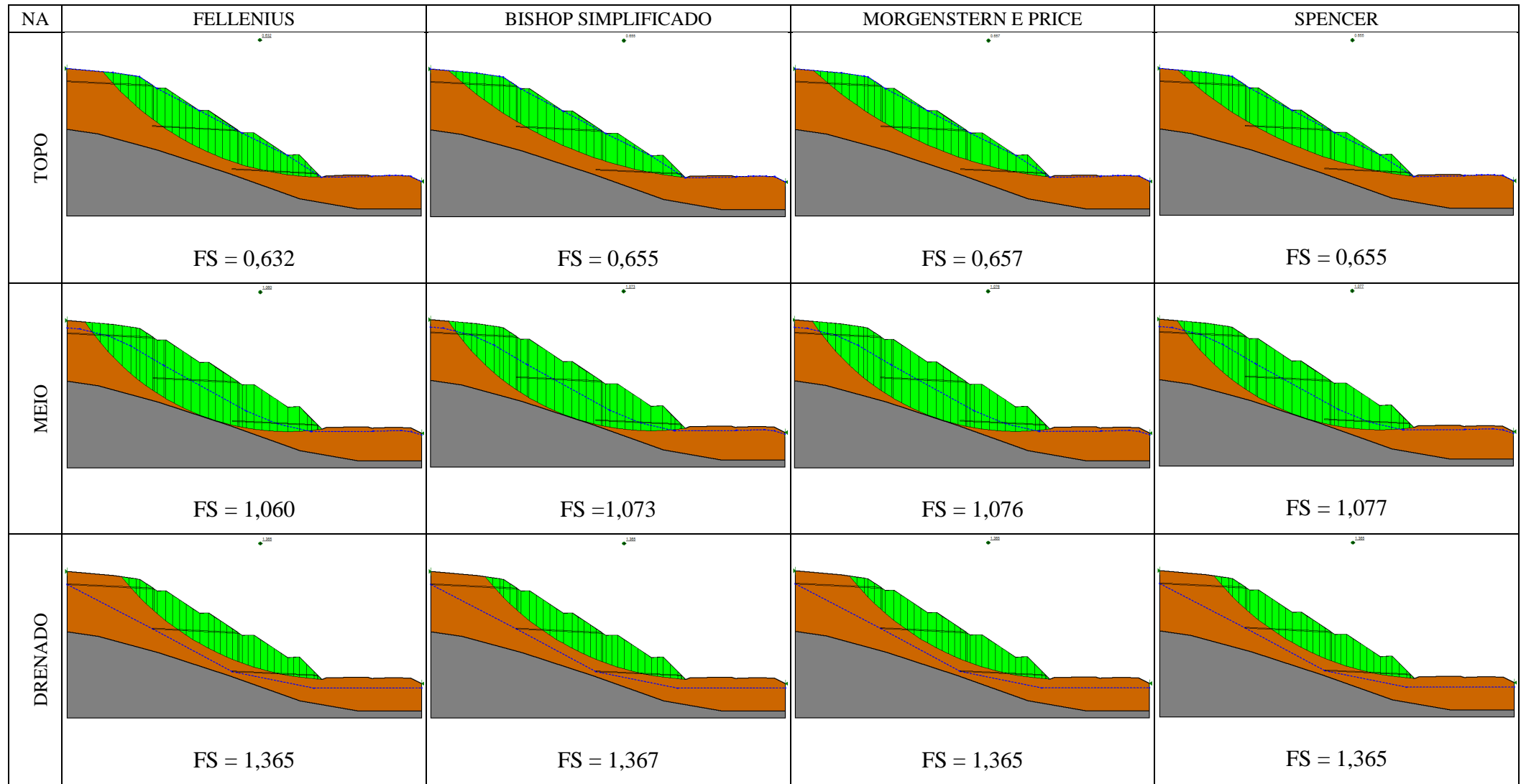
De acordo com o que foi descrito no item 4.5 e, esquematizado no Mapa Mental (FIGURA 33), serão apresentadas na sequência, as 36 análises do fator de segurança referente aos cenários estabelecidos pelo autor da pesquisa, conforme já fora mencionado anteriormente, onde variou-se o método clássico de análise, a condição do NA e o par de parâmetros obtidos pelos três diferentes métodos adotados para este trabalho. A TABELA 20 resume esses pares de valores, aplicados nas análises (FIGURA 55), (FIGURA 56), (FIGURA 57), do estudo de caso em questão.

TABELA 20 – RESUMO DOS PARES DE PARÂMETROS GEOTÉCNICOS APLICADOS NAS ANÁLISES DE ESTABILIDADE (MARCELINO RAMOS/RS)

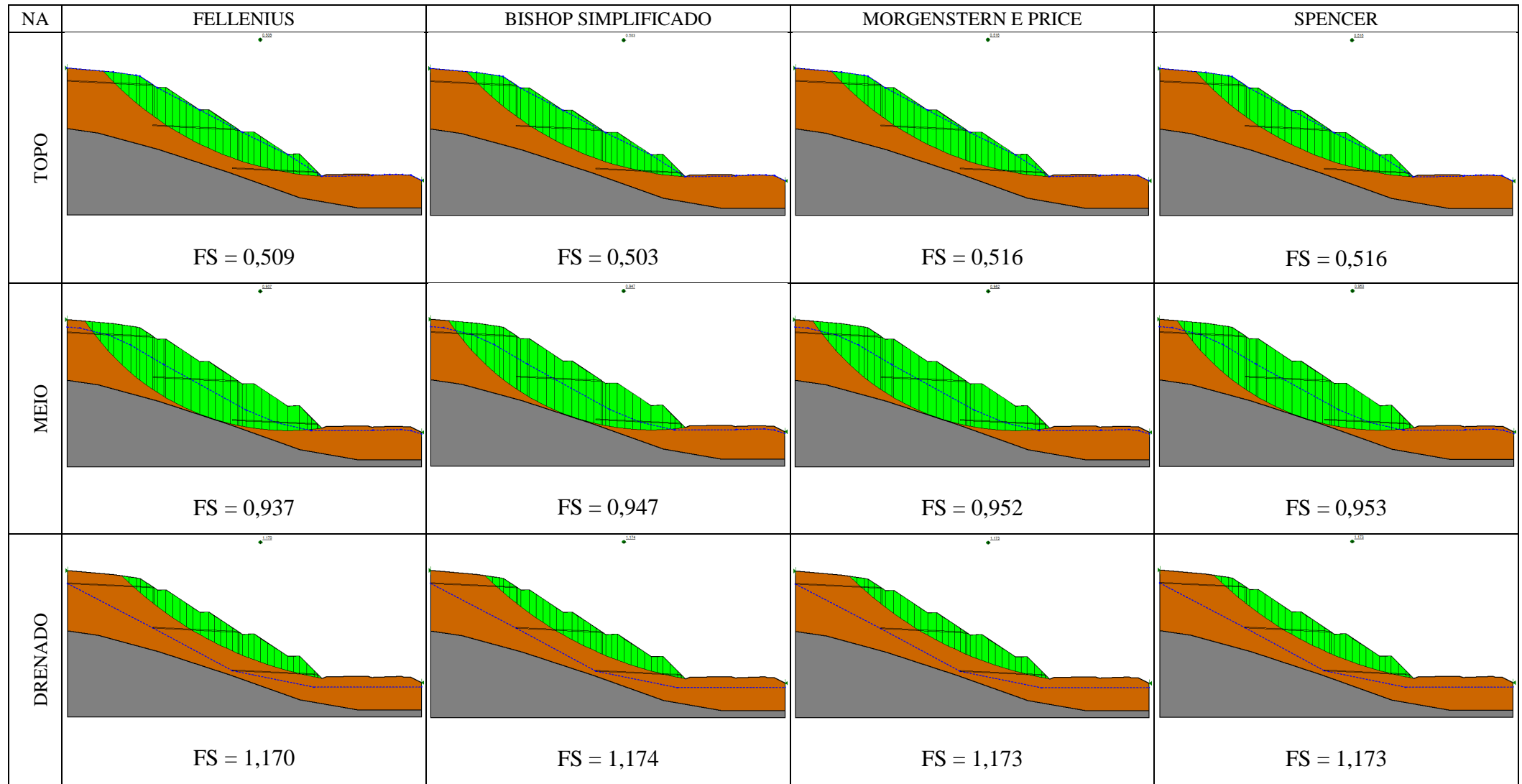
PERFIL	MÉTODO DE OBTENÇÃO DOS PARÂMETROS								
	ENSAIOS DE LABORATÓRIO			RETROANÁLISE MORGENSTERN & PRICE			RETROANÁLISE LOPES		
	c (Kpa)	$\phi$ (graus)	$\gamma_{nat}$ (KN/m <sup>3</sup> )	c (Kpa)	$\phi$ (graus)	$\gamma_{nat}$ (KN/m <sup>3</sup> )	c (Kpa)	$\phi$ (graus)	$\gamma_{nat}$ (KN/m <sup>3</sup> )
Solo Residual A	13,4	27	16,5	6,5	26	16,5	6,5	25	16,5
Rocha*	170	50	30	170	50	30	170	50	30

\* Valores estimados apenas para efeito de análise, com base no trabalho publicado por Hoek (1972);  
FONTE: O Autor, 2017.

Seguindo as recomendações da NBR 11682/2009 (TABELA 1), o projeto desenvolvido para este estudo de caso, deve-se enquadrar com um fator de segurança igual à 1,3 para os devidos taludes. A justificativa, pautada na referida norma, para a determinação desse FS, se faz por estarem localizados em uma região considerada como grau médio de segurança, referente a perdas de vidas humanas, devido não conter áreas urbanizadas nem edificações nas proximidades (as que existiam foram desapropriadas), e ainda, estar às margens de uma rodovia de tráfego moderado. Quanto ao grau de segurança de perdas materiais e ambientais, também considera-se médio, por não conter propriedades privadas de valor, nem oleodutos, barragens de rejeito, fábrica de produtos tóxicos ou outras eventuais interferências que pudessem causar algum dano ambiental elevado.

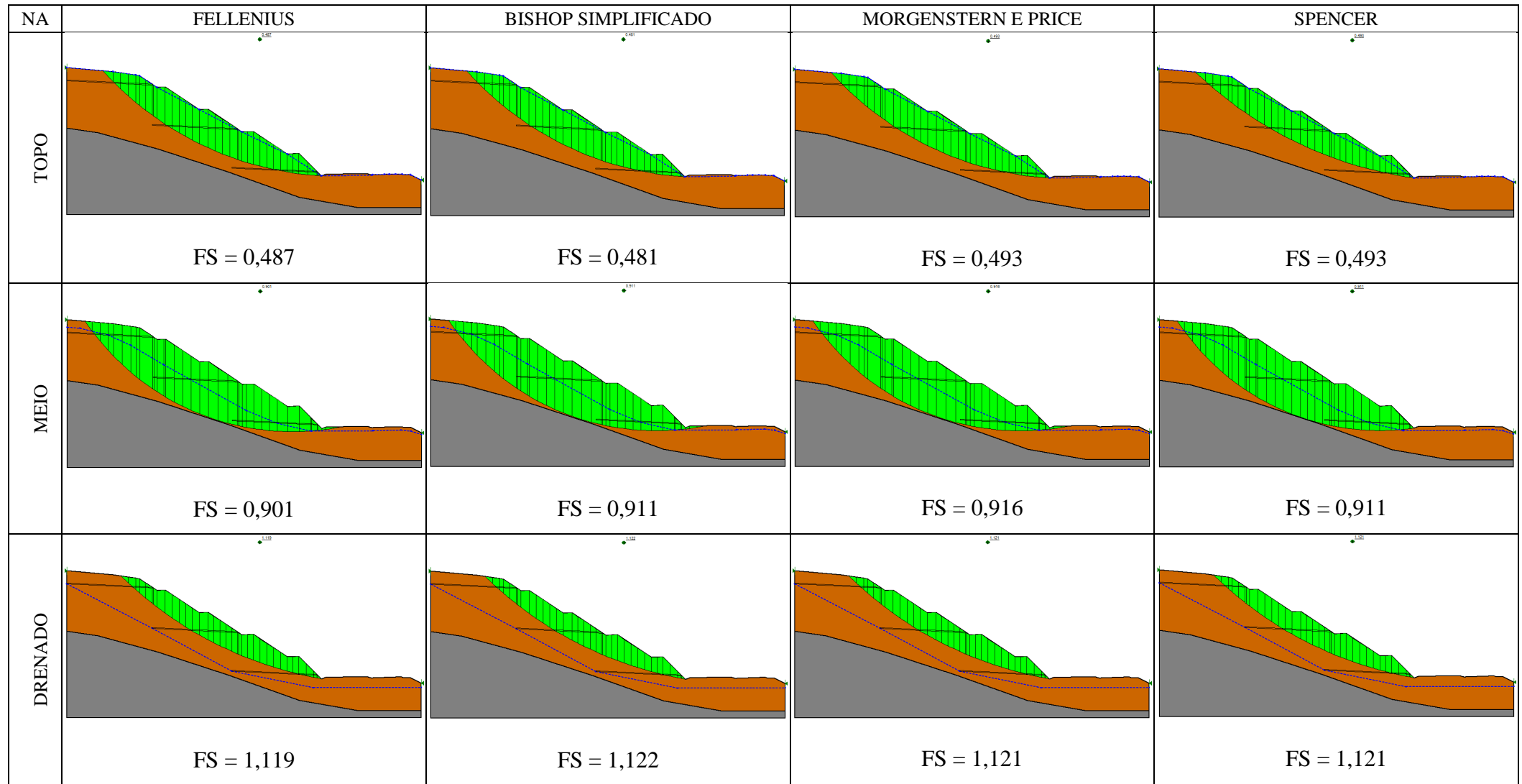
FIGURA 55 – ANÁLISES PARAMETRIZADAS COM OS PARES  $c/\phi$  DETERMINADOS POR ENSAIOS DE LABORATÓRIO

FONTE: O Autor (2017).

FIGURA 56 – ANÁLISES PARAMETRIZADAS COM OS PARES  $c/\phi$  DETERMINADOS POR RETROANÁLISE PELO MÉTODO DE MORGENSTERN E PRICE (1975)

FONTE: O Autor (2017).



FIGURA 57 – ANÁLISES PARAMETRIZADAS COM OS PARES  $c/\phi$  DETERMINADOS POR RETROANÁLISE PELO MÉTODO DE LOPES (1981)

FONTE: O Autor (2017).

Como pôde ser verificado nas análises feitas no Slope/W, existe uma semelhança evidente entre os métodos clássicos, os quais apresentaram resultados de FS e superfícies de ruptura, muito próximos entre si, com exceção do Método de Fellenius, que registrou valores sensivelmente menores que os demais. Como o principal objetivo deste trabalho é analisar a eficiência da retroanálise proposta por Lopes (1981), por meio do exame dos taludes projetados por esse método, o autor achou por efeito prático, analisar a média dos FS obtidos nos métodos clássicos (TABELA 21), em comparação com premissas normativas e também com o FS = 1,1, estipulado pelo próprio Método de Lopes, verificando se tal FS é equivalente àqueles mais tradicionais.

TABELA 21 – RESUMO DOS RESULTADOS DOS FS OBTIDOS NAS ANÁLISES DETERMINÍSTICAS

<b>FS COM O PAR DE PARÂMETROS DETERMINADOS POR ENSAIOS DE LABORATÓRIO</b>			
MÉTODO	N.A TOPO	N.A MEIO	N.A DRENADO
FELLENIOUS	0,632	1,060	1,365
BISHOP SIMPLIFICADO	0,655	1,073	1,367
MORGENSTERN & PRICE	0,657	1,076	1,365
SPENCER	0,655	1,077	1,365
<b>FS MÉDIO</b>	<b>0,6</b>	<b>1,1</b>	<b>1,4</b>

<b>FS COM O PAR DE PARÂMETROS DETERMINADOS POR RETROANÁLISE DE M&amp;P (1965)</b>			
MÉTODO	N.A TOPO	N.A MEIO	N.A DRENADO
FELLENIOUS	0,509	0,937	1,170
BISHOP SIMPLIFICADO	0,503	0,947	1,174
MORGENSTERN & PRICE	0,516	0,952	1,173
SPENCER	0,516	0,953	1,173
<b>FS MÉDIO</b>	<b>0,5</b>	<b>0,9</b>	<b>1,2</b>

<b>FS COM O PAR DE PARÂMETROS DETERMINADOS POR RETROANÁLISE DE LOPES (1981)</b>			
MÉTODO	N.A TOPO	N.A MEIO	N.A DRENADO
FELLENIOUS	0,487	0,901	1,119
BISHOP SIMPLIFICADO	0,481	0,911	1,122
MORGENSTERN & PRICE	0,493	0,916	1,121
SPENCER	0,493	0,911	1,121
<b>FS MÉDIO</b>	<b>0,5</b>	<b>0,9</b>	<b>1,1</b>

FONTE: O Autor, 2017.

Considerando a planilha acima, foi possível identificar que: o FS = 1,1 estabelecido pelo Método de Lopes, para o talude drenado, utilizando os parâmetros estimados por ele, é exatamente igual ao FS determinado nas análises tradicionais, considerando os mesmos parâmetros e cenário. Esse resultado demonstra a acurácia dos estudos conduzidos por Lopes, evidenciando a equivalência desses tais estudos, com as metodologias mais tradicionais, já consagradas. Não obstante, aplicando nos modelos de análise, tanto os parâmetros obtidos por ensaios de laboratório, quanto os obtidos pela retroanálise de Morgenster e Price e, adotando o NA drenado, constatou-se um FS de

1,4 e 1,2 respectivamente, valores esses, bastante próximos, sobretudo aos resultados provenientes de retroanálise (Morgenster e Price), mas superiores ao de Lopes, como ressalta o método convencional de laboratório, demonstrando um certo conservadorismo no estudo de regressão proposto por Lopes. Cabe ainda ressaltar, que o FS proveniente dos parâmetros de laboratório, apresentou um valor acima do 1,3 preconizado pela NBR 11682/2009, confirmando assim, a segurança e estabilidade do talude em questão.

Para os casos de situação intermediária, não tão provável de ocorrer, afinal este cenário não é aquele determinado em projeto e executado na obra, mas ainda assim possível, devido algum evento atípico, como o entupimento dos drenos, foi verificado que: com os parâmetros da retroanálise de Lopes e de Morgenster e Price, o resultado do fator de segurança foi o mesmo para as duas metodologias ( $FS=0,9$ ), o que representaria uma condição de instabilidade, contudo, foi possível verificar um FS superior a esses, igual a 1,1, com os parâmetros de laboratório. Portanto, por mais que o FS 1,1 esteja abaixo da premissa de norma, ainda assim, numa situação considerada atípica e crítica, o talude estaria estável e com 10% de segurança de acordo com o que preconiza os ensaios convencionais.

Na condição mais extrema que pôde ser considerada, com os drenos totalmente entupidos e a soma de um período chuvoso de grande volume, onde o NA se eleva até a superfície, passando pelo pé das banquetas, os valores de FS com a aplicação de todos os possíveis pares de parâmetros, se mantiveram abaixo da unidade, e muito próximos entre si, representando uma instabilidade local ou até mesmo uma ruptura generalizada dos taludes. Apesar disso, cabe ressaltar a ideia de Lopes, utilizada para a projeção dos taludes, na qual, considera que: devido ao suficiente FS mantido para as condições drenadas, no momento que houver uma situação catastrófica de deslizamento desses taludes, a encosta ao redor já teria sido toda desestabilizada por estar numa condição de segurança inferior à dos taludes, e que portanto, de nada adiantariam taludes com elevado FS, até mesmo porque, ocasionaria em uma obra de elevado custo devido à grande movimentação de terra, e também com problemas ambientais ocasionados por uma maior frente no desmatamento para o abatimento dos taludes.

### 5.5.2 Estudo de Caso 2 - Antonina (PR)

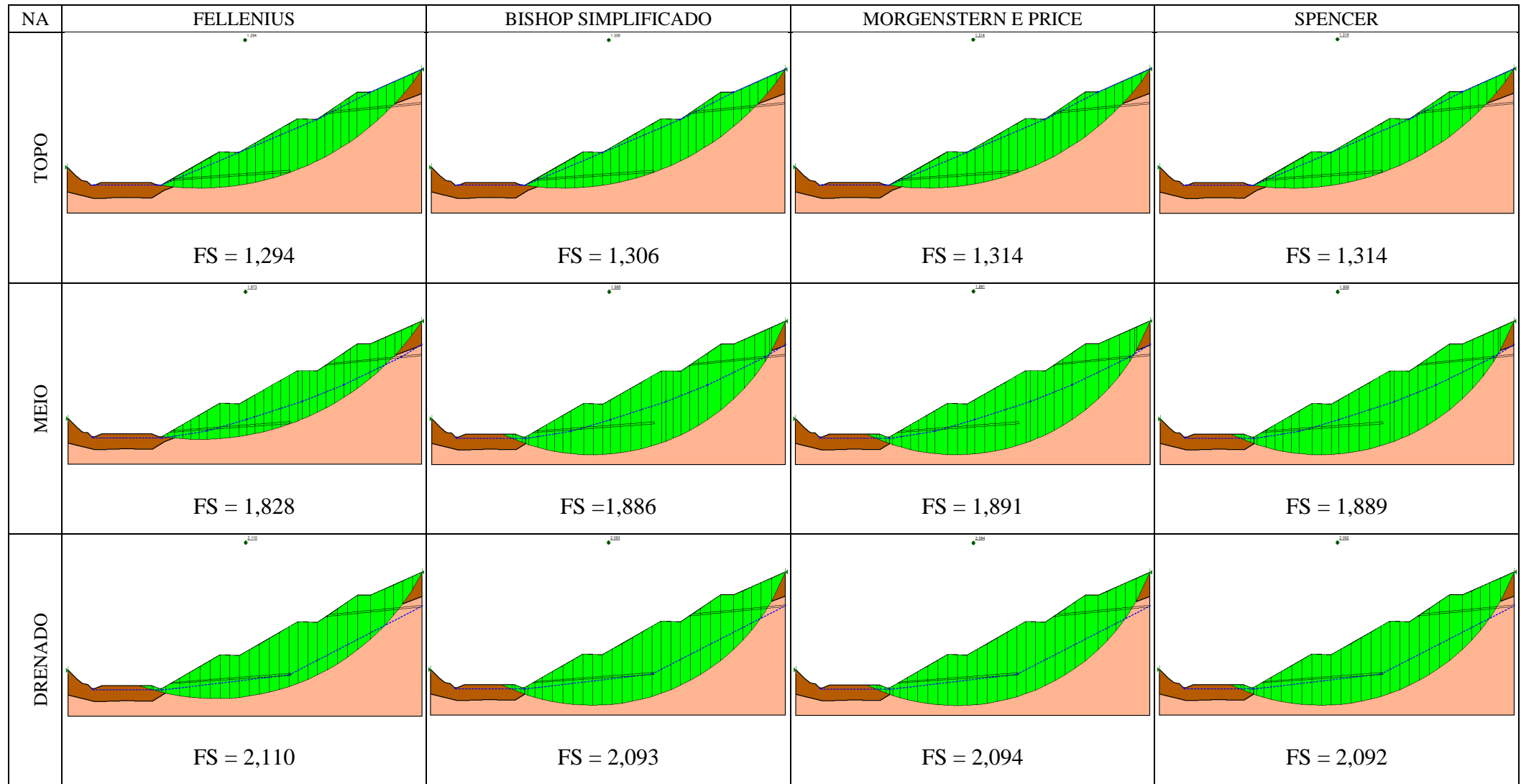
Seguindo a mesma ideia do item 5.5.1, serão apresentadas na sequência, as 36 análises de estabilidade referente aos mesmos cenários estabelecidos na análise anterior, onde também variou-se o método clássico de análise, a condição do NA e o par de parâmetros obtidos nos três diferentes métodos. A TABELA 22 resume os pares de valores obtidos e aplicados nas análises do estudo de caso em questão:

TABELA 22 – RESUMO DOS PARES DE PARÂMETROS GEOTÉCNICOS APLICADOS NAS ANÁLISES DE ESTABILIDADE (ANTONINA/PR)

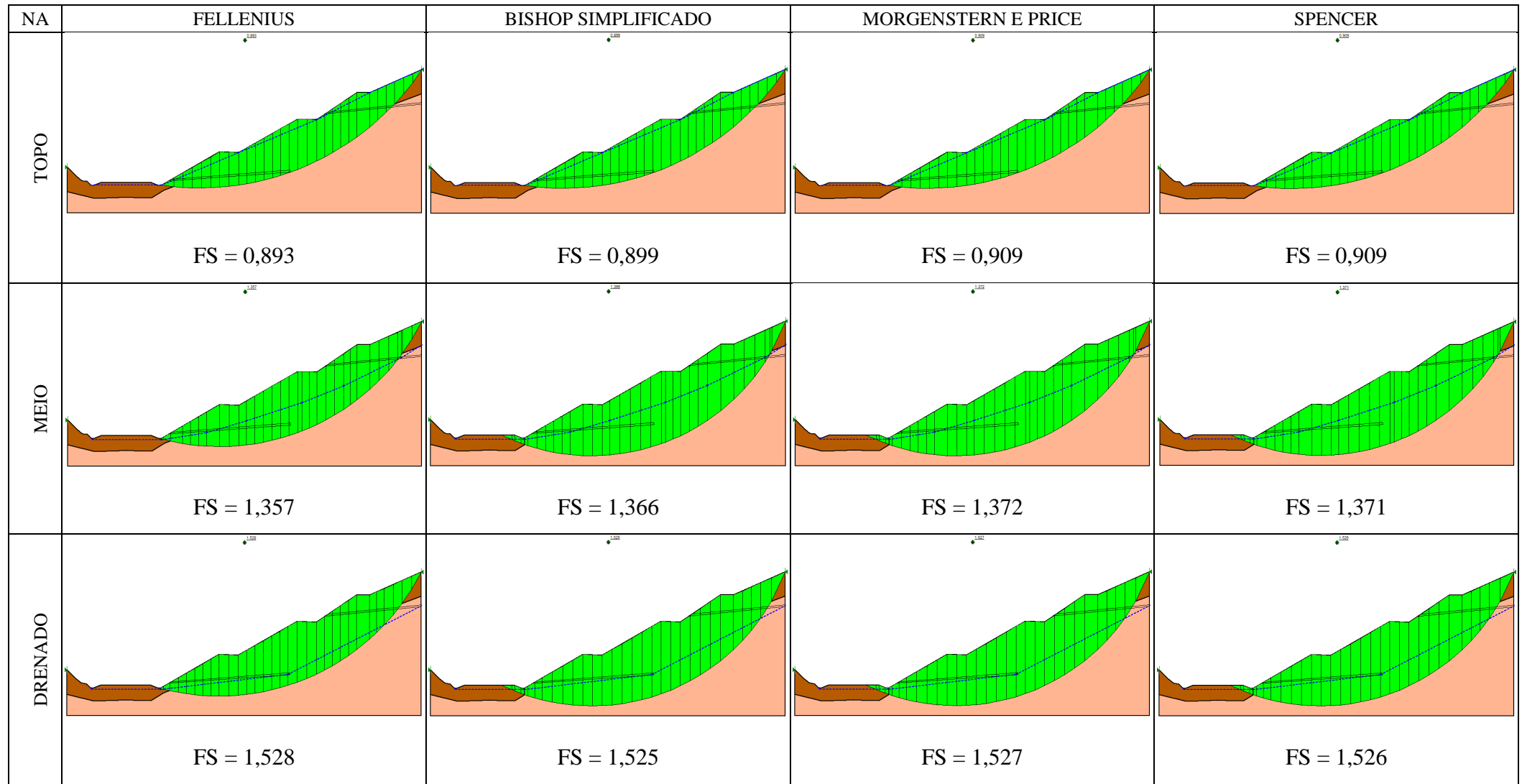
PERFIL	MÉTODO DE OBTENÇÃO DOS PARÂMETROS								
	ENSAIOS DE LAB./CORRELAÇÃO			RETROANÁLISE MORGENTERN & PRICE			RETROANÁLISE LOPES		
	c (Kpa)	$\phi$ (graus)	$\gamma_{nat}$ (KN/m <sup>3</sup> )	c (Kpa)	$\phi$ (graus)	$\gamma_{nat}$ (KN/m <sup>3</sup> )	c (Kpa)	$\phi$ (graus)	$\gamma_{nat}$ (KN/m <sup>3</sup> )
Solo Residual A	18,4	30,4	17,23	9,8	26,5	17,23	8,5	25	17,23
Solo Residual B	19	34,6	18,5	10,5	28	18,5	8,5	25	18,5

FONTE: O Autor (2017).

Conforme as determinações da NBR 11682/2009 (TABELA 1), o projeto desenvolvido para este estudo de caso, deve ser enquadrado em um fator de segurança igual à 1,4 para os devidos taludes. A justificativa, baseada na referida norma, para a determinação desse valor de FS, se faz, por esses taludes estarem localizados em uma região considerada como grau alto de segurança, referente a perdas de vidas humanas, pois mesmo não contendo áreas urbanizadas nem edificações nas proximidades (as que existiam foram desapropriadas), a rodovia em questão possui um tráfego intenso devido ao considerável fluxo turístico da região e das cidades de Antonina e Morretes que se ligam por esta rodovia. Além do mais, como já mencionado no subitem 5.4.2, a região de Serra do Mar é provida com constantes deslizamentos, o que indica uma probabilidade maior de ocorrer algum evento. Quanto ao grau de segurança de perdas materiais e ambientais, da mesma forma do Estudo de Caso 1, pode ser considerado médio, por não conter propriedades privadas de valor, nem oleodutos, barragens de rejeito, fábrica de produtos tóxicos ou outras eventuais interferências que pudessem causar algum dano ambiental elevado.

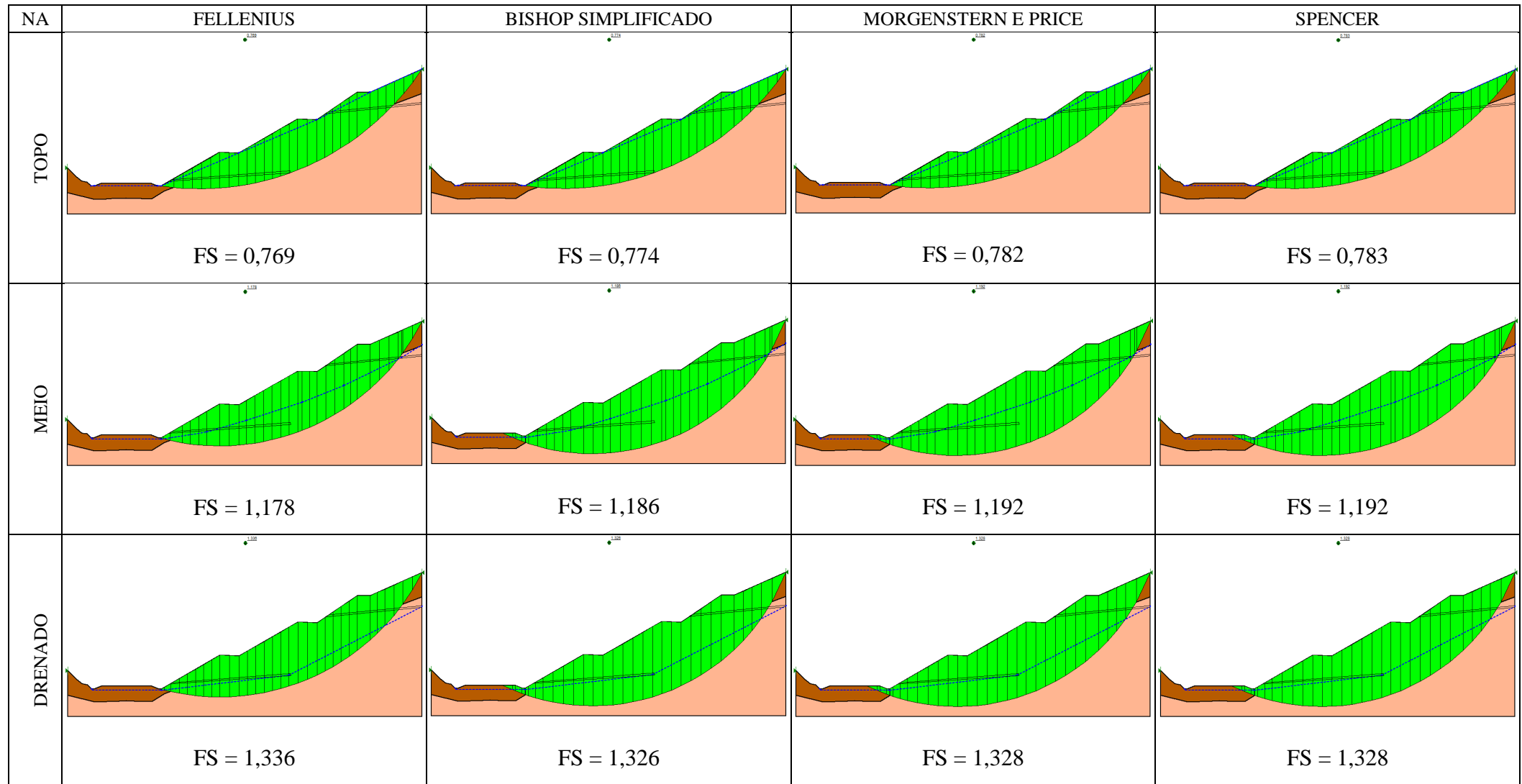
FIGURA 58 – ANÁLISES PARAMETRIZADAS COM OS PARES  $c/\phi$  DETERMINADOS POR ENSAIOS DE LABORATÓRIO

FONTE: O Autor (2017).

FIGURA 59 – ANÁLISES PARAMETRIZADAS COM OS PARES  $c/\phi$  DETERMINADOS POR RETROANÁLISE PELO MÉTODO DE MORGENSTERN E PRICE (1975)

FONTE: O Autor (2017).



FIGURA 60 – ANÁLISES PARAMETRIZADAS COM OS PARES  $c/\phi$  DETERMINADOS POR RETROANÁLISE PELO MÉTODO DE LOPES (1981)

FONTE: O Autor (2017).

Semelhante ao Estudo de Caso 1, verificou-se nas análises feitas pelo Slope/W, a mesma semelhança entre os métodos clássicos e, com a mesma exceção do Método de Fellenius, registrando valores sensivelmente menores que os demais. A TABELA 23 resume os valores de FS obtidos nas análises, juntamente com o FS médio de cada cenário, por efeito prático de comparação.

TABELA 23 – RESUMO DOS RESULTADOS DOS FS OBTIDOS NAS ANÁLISES DETERMINÍSTICAS

<b>FS COM O PAR DE PARÂMETROS DETERMINADOS POR ENSAIOS DE LABORATÓRIO</b>			
MÉTODO	N.A TOPO	N.A MEIO	N.A DRENADO
FELLENIOUS	1,294	1,828	2,110
BISHOP SIMPLIFICADO	1,306	1,886	2,093
MORGENSTERN & PRICE	1,314	1,891	2,094
SPENCER	1,314	1,889	2,092
<b>FS MÉDIO</b>	<b>1,3</b>	<b>1,9</b>	<b>2,1</b>

<b>FS COM O PAR DE PARÂMETROS DETERMINADOS POR RETROANÁLISE DE M&amp;P (1965)</b>			
MÉTODO	N.A TOPO	N.A MEIO	N.A DRENADO
FELLENIOUS	0,893	1,357	1,528
BISHOP SIMPLIFICADO	0,899	1,366	1,525
MORGENSTERN & PRICE	0,909	1,372	1,527
SPENCER	0,909	1,371	1,526
<b>FS MÉDIO</b>	<b>0,9</b>	<b>1,4</b>	<b>1,5</b>

<b>FS COM O PAR DE PARÂMETROS DETERMINADOS POR RETROANÁLISE DE LOPES (1981)</b>			
MÉTODO	N.A TOPO	N.A MEIO	N.A DRENADO
FELLENIOUS	0,769	1,178	1,336
BISHOP SIMPLIFICADO	0,774	1,186	1,326
MORGENSTERN & PRICE	0,782	1,192	1,328
SPENCER	0,783	1,192	1,328
<b>FS MÉDIO</b>	<b>0,8</b>	<b>1,2</b>	<b>1,3</b>

FONTE: O Autor (2017).

Conforme os dados da planilha acima, foi possível identificar que: o FS = 1,4 considerado pelo Método de Lopes, para o talude drenado, utilizando os parâmetros estimados por ele, está 0,1 acima do FS = 1,3, determinado por meio das análises tradicionais, considerando os mesmos parâmetros e cenário. Seguindo a mesma observação do Estudo de Caso 1, esse resultado bastante próximo, também reafirma a equivalência dos estudos conduzidos por Lopes com os métodos mais consagrados. Todavia, aplicando aos modelos de análise, tanto os parâmetros obtidos por ensaios de laboratório, quanto os obtidos pela retroanálise de Morgenster e Price e, definindo o NA como drenado, constatou-se um FS de 2,1 e 1,5 respectivamente, valores esses, relativamente superiores ao de Lopes e ao que determina a NBR 11682/2009,

assegurando a estabilidade do talude previsto e confirmando novamente o conservadorismo do método em questão.

Analisando a situação intermediária, foi verificado que: com os parâmetros de Lopes, o FS estaria considerando 20% de segurança, mantendo uma condição de estabilidade. Como já foi descrito anteriormente, por se tratar de um método de estimativas conservadoras, verificou-se nas análises com a aplicação dos parâmetros de laboratório e de Morgenstern e Price, o registro de um FS superior: de 1,9 e 1,4, respectivamente, mostrando que: mesmo em uma situação agressiva, diferentemente da condição normal prevista em projeto, com os sistemas de drenagem mantendo o NA rebaixado, os taludes ainda assim, estariam com um elevado fator de segurança, acima até mesmo do indicado por norma.

Na condição mais crítica considerada para o excesso de pressão neutra agindo nos taludes, a partir da aplicação no modelo de análise, dos parâmetros obtidos por Lopes e Morgenstern e Price, ambos de processo de retroanálise, o valor do FS ficou abaixo da unidade, notando-se que: quanto mais próximo da superfície do talude o nível d'água se encontrar, mais se reduz o FS. Em contrapartida, evidenciando o conservadorismo do tal método, os parâmetros obtidos por ensaios de laboratório registraram um  $FS = 1,3$  que, apesar de representar uma condição de segurança bastante satisfatória em uma situação extrema de condições impostas ao talude, recai naquela mesma ideia apontada por Lopes, de que nada adiantaria esse FS mantenedor da estabilidade numa condição dessas, se ao entorno as encostas adjacentes já teriam sido desestabilizadas.

## 6. CONCLUSÕES

Esta pesquisa propôs uma metodologia de retroanálise, não tão divulgada no meio acadêmico e científico, mas a qual, se fundamenta e parte da linha de raciocínio de autores extensivamente consagrados e reconhecidos na literatura de engenharia geotécnica. O principal autor a que Lopes (1981) se apoiou para iniciar os estudos de sua técnica, é Hoek (1972), que criou uma série de ábacos para estimativa da estabilidade de taludes escavados e, o qual, também, estabeleceu seus conceitos teóricos, baseando-se no trabalho de vários autores renomados: Taylor (1948), Janbu (1954), Bishop e Morgenstern (1960), Spencer (1967). Com essa afirmação e o desenvolver desta pesquisa, foi possível concluir e afirmar a veracidade do método em questão, que não se baseia tão somente em experiências aleatórias ou no empirismo, mas sim, em teorias científicas já comprovadas.

O método de regressão evidenciado neste trabalho, é bastante válido e aplicável para casos de obras lineares, que compõe uma das dimensões do problema, relativamente maior que as demais, dispondo-se de grande variabilidade geotécnica. A regressão obtém os parâmetros de resistência, a partir de dados reais da encosta (topografia), os quais consideram as condições de contorno em escala natural, presumindo o efeito da heterogeneidade. Contudo, considera-se imprescindível a execução de investigações geotécnicas e ensaios laboratoriais, bem sucedidos, e em quantidades satisfatórias, calibrando e comparando os modelos de retroanálise com os métodos tradicionais, afinal, a importância da boa estimativa dos parâmetros, é um fator crítico e fundamental nos resultados finais de projetos.

Complementando a ideia do parágrafo anterior, cabe ressaltar aqui, a partir de conclusões já feitas por Lopes (1981) em seu artigo, citando e mantendo a linha de raciocínio de Hoek (1972), o qual o autor desta pesquisa também acompanha, que: o método de estimativa de estabilidade de taludes artificiais, a partir do exame de cicatrizes de escorregamentos naturais “não pretende substituir os métodos de projeto de talude mais sofisticados e mais precisos, os quais deveriam ser aplicados quando a estabilidade de um talude é crítica e quando a exatidão dos dados de entrada justifique a aplicação destes métodos”.

Feita as primeiras conclusões referente à legitimidade do método em estudo e as condições e vantagens de sua aplicação, observou-se que na obtenção dos parâmetros por retroanálise, aplicadas por meio do Método de Lopes, foi verificado valores

relativamente inferiores àqueles obtidos por ensaios canônicos de laboratório, o que confirmou o conservadorismo do método em questão, concedendo assim, uma segurança na aplicação dos tais parâmetros, principalmente quando estes forem utilizados no projeto de estabilização do talude retroanalisado.

Em relação à retroanálise feita pelo método de Morgenstern e Price, os valores deram bastante próximos, mas sendo, os desta última, ainda superiores. Esta aproximação dos resultados e a redução dos valores nos dois métodos, se justifica pelas pressões neutras geradas na encosta, no momento da ruptura, os quais, os métodos de retroanálise levam em consideração, provocando algo que pode ser considerado como uma redução aparente de  $c$  e  $\phi$ , devido a provável ausência do efeito de sucção.

Outro fator relevante analisado, foi a comparação dos resultados dos fatores de segurança, os quais, o Método de Lopes considerou com base nos ábacos de estabilidade para as condições estabelecidas em projeto (talude drenado), utilizando os parâmetros estimados por ele próprio, que deu exatamente igual ao FS determinado nas análises determinísticas tradicionais para o primeiro estudo de caso ( $FS=1,1$ ) e, muito próximo para o segundo ( $FS=1,3$ ), considerando os mesmos parâmetros e cenário. Com isso, ficou notório a equivalência e proximidade dos estudos de Lopes em relação aos métodos mais convencionais, referente a determinação dos valores de FS estabelecidos para a estabilidade de taludes.

Constatou-se por fim, na avaliação de estabilidade utilizando-se os parâmetros obtidos por ensaios de laboratório e da retroanálise de Morgenster e Price, fatores de segurança superiores ao de Lopes e de acordo com os preconizados pela NBR 11682/2009, demonstrando que os taludes estudados se encontram estáveis e seguros.

Na opinião do autor do presente trabalho, a análise regressiva das rupturas reais estudadas, demonstraram a partir dos resultados que, é possível desenvolver o projeto de estabilização de um talude intercalando análises de diferentes cunhos. No caso específico dos estudos de caso, intercalou-se as metodologias observacional e determinística. Além disso, a metodologia envolve a retroanálise, ou seja, foi possível alimentar o modelo matemático, com diferentes cenários a partir da observação de cicatrizes deixadas nos taludes por escorregamentos ocorridos no passado. O autor ainda sugere a aplicação da tal metodologia, sempre em conjunto com os demais métodos convencionais de obtenção de parâmetros, que, por ser mais conservador, elevaria a segurança dos projetos de taludes.

Pôde-se concluir, que a metodologia proposta e comparada nesta pesquisa, se apresentou eficaz na análise de estabilidade de taludes, sendo de simples e rápida aplicação, desempenhando eficiência do ponto de vista econômico, prático e de segurança.



## 6.1 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

A partir do material apresentado neste trabalho, o autor acha conveniente sugerir temas que permitem a continuidade e o aprofundamento das discussões em trabalhos futuros, são eles:

- Implementação de análise tridimensional em 3D na metodologia proposta por Lopes, contemplando novas possíveis variáveis e refinando estimativas;
- Instalação de piezômetros nos estudos de caso, para acompanhamento das condições reais do NA nas encostas, reavaliando o FS;
- Realização de uma campanha geotécnica mais completa nos estudos de caso, coletando amostras indeformadas em diferentes pontos e profundidades maiores;
- Análise probabilística dos parâmetros obtidos por esta pesquisa, refazendo as análises dos fatores de segurança no programa computacional;
- Aplicação da metodologia proposta em estudos de caso que apresentem rupturas planares.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 9604: **Abertura de poço e trincheira de inspeção em solo com retirada de amostras deformadas e indeformadas**. Rio de Janeiro, 1986.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6484: **Solo – Sondagens de simples reconhecimentos com SPT - Método de ensaio**. Rio de Janeiro, 2001.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 11682: **Estabilidade de taludes**. Rio de Janeiro, 2009.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 9603: **Sondagem a trado**. Rio de Janeiro, 2015.

AUGUSTO FILHO, O. E VIRGILI, J.C. **Estabilidade de Taludes**. In: Oliveira, A.M.S. e De Brito, S.N.A., Geologia de Engenharia. 1ª ed. São Paulo: Associação Brasileira de Geologia de Engenharia, 1998.

AUMOND, J. J. **SlideShare: Visão geo-ambiental da tragédia do Vale do Itajaí**. Santa Catarina, 2009. Disponível em: <<http://pt.slideshare.net/Propex/visao-geoambiental-da-tragdia-do-vale-do-itaja-dr-juarez-aumond>>. Acesso em 23 jun. 2016.

BORCHARDT, N. **Análise da estabilidade de taludes por retroanálise do rio Paute: Aplicação nos estudos construtivos da usina hidroelétrica Mazar – Equador**. Tese de Doutorado. Universidade Federal do Paraná, 2012.

CALLE, J. A. C. **Análise de Ruptura de Talude em Solo não Saturado**. Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo, 2000.

CAPPELLESSO, L. **Retroanálise do Movimento de Massa do Talude localizado na Rodovia Antônio - Criciúma SC**. Artigo Científico do Curso de Engenharia Civil, Universidade do Extremo Sul Catarinense, Criciúma, 2011.

CAPUTO, H. P. **Mecânica dos Solos e Suas Aplicações**. Rio de Janeiro: LTC, 6ª edição, 1988.

CARDOSO, J. C. R. **Estudo do comportamento de um solo residual de gnaiss não saturado para avaliar a influência da infiltração na estabilidade de taludes**. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia de Estruturas e Fundações. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 2006.

CINTRA, J.; AOKI, N; ALBIERO, J. **Fundações diretas: projeto geotécnico**. São Paulo: Editora Oficina de textos, 2011.

CONTE, M. A. G.; Heidemann, M.; BRESSANI, L. A. **Determinação dos parâmetros de resistência de um solo de encosta em Santa Catarina**. In: XXIII Salão de Iniciação Científica, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2011.

DAS, B. M. **Fundamentos da engenharia geotécnica**. Tradução da 7. ed. Americana. São Paulo: Cengage Learning, 2011.

DELL'AVANZI, E. e SILVA, D. P. **Estabilidade de Encostas - Considerações sobre a acurácia dos modelos de previsão da segurança**. In: GeoSul 2013- IX Simpósio de Prática de Engenharia Geotécnica da Região Sul, Cricúma-SC, Brasil, 9p. 2013.

ENGEMIN Engenharia e Geologia. **Relatório do Projeto: Obra 608 - Ocorrências km 19,8**. Pinhais-PR, 2011. Relatório técnico.

ENGEMIN Engenharia e Geologia. **Relatório do Projeto: Obra 616 - Ocorrências km 2,0**. Pinhais-PR, 2016. Relatório técnico.

FIORI, A. P; CARMIGNAMI, L. **Fundamentos de mecânica dos solos e das rochas: aplicações na estabilidade de taludes**. 2.ed. Curitiba: UFPR, 2009.

GERSCOVICH, D. M. S. **Estabilidade de taludes**. São Paulo: Oficina dos Textos, 2012.

GOMES, C. L. R. **Retroanálise em Estabilidade de Taludes em Solo: Metodologia para Obtenção dos Parâmetros de Resistência ao Cisalhamento**. Dissertação de

Mestrado. Programa de Pós-Graduação de Engenharia Civil. Universidade Estadual de Campinas, 2003.

GUIDICINI, G.; NIEBLE, C. M. **Estabilidade de taludes naturais e de escavação**. São Paulo: Edgard Blücher, 1984.

GUIMARÃES, A. F. **SlidePlayer: Mecânica de Solos 2 - Estabilidade de Taludes. Taludes Maciços terrosos com superfície inclinada em relação à horizontal. Estes podem ser naturais e artificiais**. Disponível em: <<http://slideplayer.com.br/slide/5928608/>>. Acesso em 18 maio 2016.

HOEK, E. **Estimando a Estabilidade de Taludes Escavados em Minas a Céu Aberto**. Tradução n. 4, APGA, São Paulo, 58p.

HOEK, E.; BRAY, J. W. **Rock Slope Engineering**. 3. ed. rev. London: Institution of Mining and Metallurgy, 1981.

JESUS, A. C. **Retroanálise de escorregamentos em solos residuais não saturados**. Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo, 2008.

LOPES, J. A. U. Algumas Considerações Sobre a Estabilidade de Taludes em Solos Residuais e Rochas Sedimentares Subhorizontais. In: CBGE (CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOLOGIA E ENGENHARIA), 3th, 1981, Itapema-SC. **Anais do 3º Congresso Brasileiro de Engenharia e Geologia**. Itapema: Associação Brasileira de Geologia de Engenharia, 1981. v.3, p. 167-186.

MAIA, P. C. A.; SALLES, R.O.; SAYÃO, A. S. F. J. **Aplicação de retroanálise probabilística para avaliação de estabilidade de taludes**. Campos dos Goitacazes: Vértices, 2010.

MASSAD, F. **Obras de Terra: Curso Básico de Geotecnia**. São Paulo: Oficina de Textos, 2003.

MASSAD, F. **Escavações a céu aberto em solos tropicais**. São Paulo: Oficina de Textos, 2005.

MATTOS, K. C. A. P. **Processos de instabilização em taludes rodoviários em solos residuais arenosos: Estudo na rodovia Castello Branco (SP 280), Km 305 a 313.** Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 2009.

MATTOS, T. B. de. **Retroanálise de ruptura planar em talude rodoviário – BR 101 Rodovia Rio Santos.** Monografia. Universidade Federal do Rio de Janeiro, 2010.

MENEZES, I. P. **Estudo de estabilidade de taludes da mina a céu aberto São Luís em Ctas Altas, MG, combinando técnicas de geoprocessamento e métodos usuais de investigação e análise geológico-geotécnicas.** Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo, 2012.

NERY, T. D. **Avaliação da suscetibilidade a escorregamentos translacionais rasos na bacia da ultrafértil, Serra do Mar (SP).** Dissertação de Mestrado. Universidade de São Paulo, 2011.

NILSSON, T. **Uma metodologia preventiva e multidisciplinar para preservação de taludes rodoviários.** In: Engenharia Geotécnica para o Desenvolvimento, Inovação e Sustentabilidade (pp. 1–8). S.P., São Paulo, 2010.

ORTIGÃO, J. A. R. **Introdução à mecânica dos solos dos estados críticos.** 3. ed. Rio de Janeiro: Terratek, 2007.

PARIZZI, M. G. et al. **Retroanálise de escorregamento de talude na área de risco do Taquaril.** In: Revista Geonomos, Belo Horizonte: Centro de Pesquisa Professor Manoel Teixeira da Costa, 2011.

PEREIRA, T. S. **Avaliação do desempenho de diferentes métodos de análise de estabilidade de taludes em barragens de terra.** Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de Santa Maria, 2013.

PEZAROLLO, L. **Estudo geotécnico de dois taludes da formação Serra Geral, RS.** Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2003.

PINHEIRO, R. J. B. **Estudo de um grande escorregamento de solo e rocha na localidade de Malhada, município de Santa Cruz do Sul – RS.** Artigo científico, Departamento de Transportes. Universidade Federal de Santa Maria. Teoria e Prática na Engenharia Civil, No. 2, p.27-34, 2001.

PINTO, C. S. **Curso Básico de Mecânica dos Solos.** 3. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2006.

QUEIROZ, R. C.; GAIOTO, N. **Determinação do Fator de Segurança em taludes de cortes ferroviários por retroanálise.** In: CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA, São Paulo: ABGE, 1987. p. 109-119.

ROGÉRIO, P. R. **Cálculo da estabilidade de taludes pelo método de Bishop Simplificado.** São Paulo: Edgard Blucher, 1976.

SCHNAID, F.; ODEBRECHT, E. **Ensaio de Campo e suas aplicações à Engenharia de Fundações:** 2ª edição. Oficina de Textos, 2012.

SERVIÇO GEOLÓGICO DO BRASIL (CPRM). **Mapa geológico do estado do Rio Grande do Sul. Rio Grande do Sul.** Disponível em: < [http://www.cprm.gov.br/publique/media/mapa\\_rio\\_grande\\_sul.pdf](http://www.cprm.gov.br/publique/media/mapa_rio_grande_sul.pdf)>. Acesso em 17 abr. 2016.

SERVIÇO GEOLÓGICO DO PARANÁ (MINEROPAR). **Mapa geológico do estado do Paraná. Paraná.** Disponível em: [http://www.mineropar.pr.gov.br/arquivos/File/2\\_Geral/Geologia/PDF\\_Mapas\\_Geo\\_250000/Curitiba.PDF](http://www.mineropar.pr.gov.br/arquivos/File/2_Geral/Geologia/PDF_Mapas_Geo_250000/Curitiba.PDF)>. Acesso em 17 abr. 2016.

SESTREM, L. P.; DYMINSKI, A. S; KORMANN, A. C. M.; SANTOS, C. J. A. **Retroanálise de estabilidade de talude rodoviário em uma encosta litorânea em Santa Catarina.** In: COBRAMSEG 2012 - XVI Congr. Bras. de Mec. dos Solos e Eng. Geotécnica, 2012, Porto de Galinhas. Anais do XVI COBRAMSEG. São Paulo: ABMS, v. 1. p. 1-8, 2012.




TOMINAGA, L.K.; SANTORO, J.; AMARAL, R. **Desastres naturais: conhecer para prevenir**. Lídia K. Tominaga, Jair Santoro, Rosangela do Amaral (Orgs.). São Paulo: Instituto Geológico (IG-SP), 2009.

TONUS, B. P. A. **Estabilidade de taludes: avaliação dos métodos de equilíbrio limite aplicados a uma encosta coluvionar e residual da Serra do Mar Paranaense**. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Paraná, Curitiba, 2009.

WYLLIE D. C.; MAH C. W. **Rock Slope Engineering: Civil and Mining**. 4th ed. Nova York: Taylor & Francis, 2004.

## ANEXO 1 – BOLETINS DE SONDAGENS

															
CLIENTE		ENGEMIN						OBRA		BR - 153 - Km 2					
LOCAL		MARCELINO RAMOS - RS													
Nº	POSIÇÃO			COORDENADAS		HORIZONTE (m)			IDENTIFICAÇÃO DE CAMPO QUANTO À TEXTURA, COR, PLASTICIDADE E UMIDADE						
	EST.	COR	m	DATUM	WGS84	DE	A	ST							
				W	N										
ST 01	1+500	D	5,20	401.849	6.970.886	0,00	0,15	ST	CAMADA VEGETAL.						
						0,15	1,22	ST	ARGILA MARROM AVERMELHADA, COM UMIDADE E PLASTICIDADE ALTA, COM FRAGMENTOS DE ROCHA ALTERADA (BASALTO).						
						1,22	-	ST	IMPENETRÁVEL AO ST DEVIDO A OCORRÊNCIA DE BLOCOS DE ROCHA.						
ST 02	1+680	E	5,00	401.665	6.970.870	0,00	0,05	ST	CAMADA VEGETAL						
						0,05	0,50	ST	ARGILA MARROM AVERMELHADA, COM UMIDADE E PLASTICIDADE ALTA, COM FRAGMENTOS DE ROCHA ALTERADA (BASALTO).						
						0,50	-		IMPENETRÁVEL AO ST DEVIDO A OCORRÊNCIA DE BLOCOS DE ROCHA.						
ST 03	1+750	E		401.591	6.970.865	0,00	0,05	ST	CAMADA VEGETAL.						
						0,05	0,74	ST	ARGILA MARROM AVERMELHADA, COM UMIDADE E PLASTICIDADE ALTA, COM FRAGMENTOS DE ROCHA ALTERADA (BASALTO).						
						0,74	-	ST	IMPENETRÁVEL AO ST DEVIDO A OCORRÊNCIA DE BLOCOS DE ROCHA.						
ST 04	1+830	E		401.508	6.970.817	0,00	0,15	ST	CAMADA VEGETAL.						
						0,15	0,70	ST	ARGILA VERMELHA, COM UMIDADE E PLASTICIDADE ALTA, COM FRAGMENTOS DE ROCHA ALTERADA (BASALTO).						
						0,70	-	ST	IMPENETRÁVEL AO ST DEVIDO A OCORRÊNCIA TOPO ROCHOSO.						
ST 05	1+950	E		401.396	6.970.848	-	-	ST	ROCHA AFLORANTE, IMPENETRÁVEL AO ST.						
ST 06	2+070	E		401.276	6.970.833	-	-	ST	ROCHA AFLORANTE, IMPENETRÁVEL AO ST.						
ST 07	2+190	E		401.160	6.970.804	0,00	0,15	ST	CAMADA VEGETAL.						
						0,15	0,73	ST	ARGILA MARROM AMARELADA, COM UMIDADE E PLASTICIDADE ALTA, COM FRAGMENTOS DE ROCHA ALTERADA (BASALTO).						
						0,73	-		IMPENETRÁVEL AO ST DEVIDO A OCORRÊNCIA DE BLOCOS DE ROCHA.						
									OBS: COLETA FEITA NA CRISTA DO TALUDE.						
NÍVEL D'ÁGUA NÃO FOI ENCONTRADO EM NENHUM DOS FUROS:															



## BOLETIM DE SONDAAGEM A TRADO: FURO SPT 2A

[illegible]

## BOLETIM DE SONDAGEM A TRADO: FURO SPT 2B

										Cliente: Engemin Engenharia e Geologia Ltda Obra: Morretes x Antonina Local: PR 408 - Trecho Antonina -Cacatú/Ent. BR 277, Km 19,8									
Revestimento Método cravação Cota relação R.N. Cota do N.A.										<b>Relatório de Sondagem</b> Nº 1									
Nº de golpes / penetração Índice SPT finais/30cm Amostras Prof. Camadas (m)										<b>Furo SP 2B      0      0,00</b> SPT - Standart Penetration Test Camadas - Classificação dos solos									
0										Nº de golpes/ 30 cm 30 cm finais ----- 30 cm iniciais									
4   6   7   13 4   7   12   19										1,10   Argila silto arenosa, cor variegada, mole (aterro) 2,60   Silte argilo arenoso, cor variegado, rijo, ocorrência de micáceos níveis quartzosos com maior resistência. ↑ Limite da sondagem Lavado 30 min 2,45 a 2,60m									
Profundidade nível d'água Inicial      m   3/8/2011 Final      0,70 m   3/8/2011										Amostrador      Revestimento Ø 2 3/8 " Ø interno 1 3/8 "      Peso 65,0 kg Ø externo 2 "      Altura de queda 75,0 cm									
Obs: Impenetrável em matacão.										Data Início 3/8/2011 término 3/8/2011									


## BOLETIM DE SONDAAGEM A TRADO: FURO SPT 2C

										Cliente: Engemin Engenharia e Geologia Ltda Obra: Morretes x Antonina Local: PR 408 - Trecho Antonina -Cacatú/Ent. BR 277, Km 19,8	
Relatório de Sondagem N° 1											
Furo SP 2C 0 0,00 SPT - Standart Penetration Test Camadas - Classificação dos solos										N° de golpes/ 30 cm —— 30 cm finais ----- 30 cm iniciais	
Argila silto arenosa, cor variegada, mole (aterro)											
Silte argilo arenoso, cor variegado, ocorrência de micas e níveis quartzosos com maior resistência, consistência média											
Silte muito arenoso com pouca argila e pouca mica, cor variegada, duro, muito resistente, alta concentração de quartzos (filito quartzoso).											
↑ Limite da sondagem											
Lavado 30 min 13,45 a 13,60m											
Profundidade nível d'água											
Inicial m 3/8/2011											
Final 0,40 m 3/8/2011											
Amostrador											
Revestimento Ø 2 3/8 "											
Data											
Início 3/8/2011											
término 3/8/2011											
Obs: Praticamente em toda a área juntamente com o material de escorregamento ocorrem alguns matacões pequenos dispersos .											




## ANEXO 2 – RELATÓRIO DE ENSAIOS

## RELATÓRIO DOS ENSAIOS TRIAXIAIS

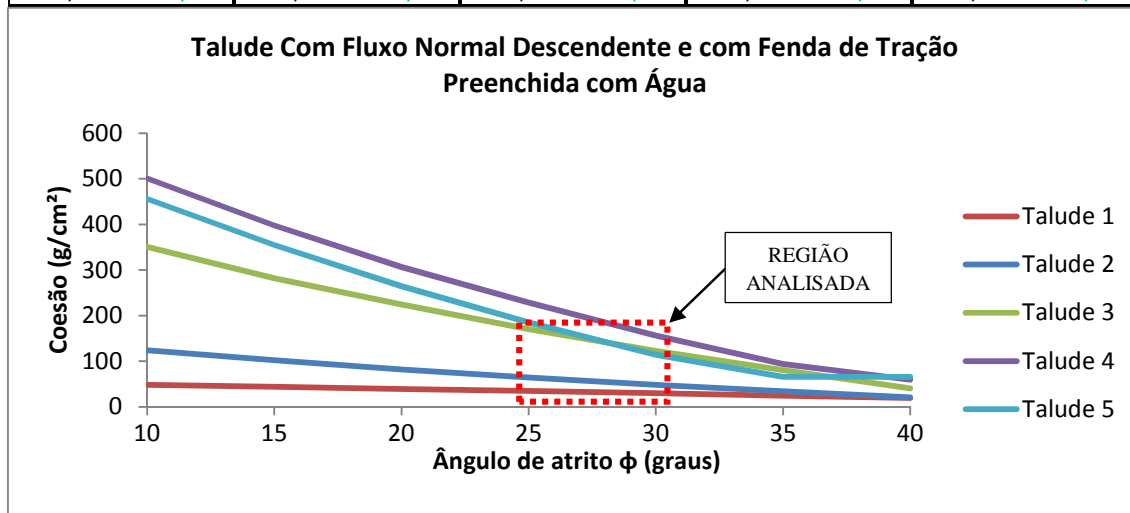
 <div style="display: inline-block; vertical-align: middle;"> <b>instituto lactec</b>  <small>CEHPAR LAC LAME LEME</small> </div>	<h2 style="text-align: center; margin: 0;">ENSAIO TRIAXIAL</h2> <p style="text-align: center; font-size: small; margin: 0;">BS 1377-8:1990 – Methods of test for Soils for civil engineering purposes – Part 8: Shear strength tests (effective stress)</p>																																								
<p style="text-align: center;">Registro da amostra: <u>2.0021.15</u></p>																																									
<p style="text-align: center;">Data de início dos ensaios: <u>23/04/2015</u></p>																																									
<p style="text-align: center;">Data de término dos ensaios: <u>28/04/2015</u></p>																																									
<p><u>Dados iniciais</u></p>																																									
<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th style="text-align: left; padding: 2px;"><math>\sigma'</math> - Tensão efetiva de ensaio</th> <th style="text-align: center; padding: 2px;">400 kPa</th> <th style="text-align: center; padding: 2px;">200 kPa</th> <th style="text-align: center; padding: 2px;">100 kPa</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td style="padding: 2px;"><math>\rho_{nat}</math> (g/cm<sup>3</sup>) - Massa específica natural</td> <td style="text-align: center; padding: 2px;">1,51</td> <td style="text-align: center; padding: 2px;">1,75</td> <td style="text-align: center; padding: 2px;">1,69</td> </tr> <tr> <td style="padding: 2px;"><math>\rho_d</math> (g/cm<sup>3</sup>) - Massa específica seca</td> <td style="text-align: center; padding: 2px;">1,10</td> <td style="text-align: center; padding: 2px;">1,27</td> <td style="text-align: center; padding: 2px;">1,22</td> </tr> <tr> <td style="padding: 2px;">w (%) - Teor de umidade</td> <td style="text-align: center; padding: 2px;">37,9</td> <td style="text-align: center; padding: 2px;">37,9</td> <td style="text-align: center; padding: 2px;">37,9</td> </tr> <tr> <td style="padding: 2px;">e - Índice de vazios</td> <td style="text-align: center; padding: 2px;">1,68</td> <td style="text-align: center; padding: 2px;">1,32</td> <td style="text-align: center; padding: 2px;">1,40</td> </tr> <tr> <td style="padding: 2px;">n - Porosidade</td> <td style="text-align: center; padding: 2px;">0,63</td> <td style="text-align: center; padding: 2px;">0,57</td> <td style="text-align: center; padding: 2px;">0,58</td> </tr> <tr> <td style="padding: 2px;">S (%) - Grau de saturação</td> <td style="text-align: center; padding: 2px;">66,5</td> <td style="text-align: center; padding: 2px;">84,4</td> <td style="text-align: center; padding: 2px;">79,6</td> </tr> </tbody> </table>	$\sigma'$ - Tensão efetiva de ensaio	400 kPa	200 kPa	100 kPa	$\rho_{nat}$ (g/cm <sup>3</sup> ) - Massa específica natural	1,51	1,75	1,69	$\rho_d$ (g/cm <sup>3</sup> ) - Massa específica seca	1,10	1,27	1,22	w (%) - Teor de umidade	37,9	37,9	37,9	e - Índice de vazios	1,68	1,32	1,40	n - Porosidade	0,63	0,57	0,58	S (%) - Grau de saturação	66,5	84,4	79,6													
$\sigma'$ - Tensão efetiva de ensaio	400 kPa	200 kPa	100 kPa																																						
$\rho_{nat}$ (g/cm <sup>3</sup> ) - Massa específica natural	1,51	1,75	1,69																																						
$\rho_d$ (g/cm <sup>3</sup> ) - Massa específica seca	1,10	1,27	1,22																																						
w (%) - Teor de umidade	37,9	37,9	37,9																																						
e - Índice de vazios	1,68	1,32	1,40																																						
n - Porosidade	0,63	0,57	0,58																																						
S (%) - Grau de saturação	66,5	84,4	79,6																																						
<p><u>Dados após o adensamento</u></p>																																									
<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th style="text-align: left; padding: 2px;"><math>\sigma'</math> - Tensão efetiva de ensaio</th> <th style="text-align: center; padding: 2px;">400 kPa</th> <th style="text-align: center; padding: 2px;">200 kPa</th> <th style="text-align: center; padding: 2px;">100 kPa</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td style="padding: 2px;">Volume inicial da amostra (cm<sup>3</sup>)</td> <td style="text-align: center; padding: 2px;">206,69</td> <td style="text-align: center; padding: 2px;">204,64</td> <td style="text-align: center; padding: 2px;">208,07</td> </tr> <tr> <td style="padding: 2px;">Volume final da amostra (cm<sup>3</sup>)</td> <td style="text-align: center; padding: 2px;">196,25</td> <td style="text-align: center; padding: 2px;">200,42</td> <td style="text-align: center; padding: 2px;">205,39</td> </tr> <tr> <td style="padding: 2px;">Variação de volume da amostra (cm<sup>3</sup>)</td> <td style="text-align: center; padding: 2px;">-10,44</td> <td style="text-align: center; padding: 2px;">-4,22</td> <td style="text-align: center; padding: 2px;">-2,68</td> </tr> <tr> <td style="padding: 2px;">Altura inicial da amostra (cm)</td> <td style="text-align: center; padding: 2px;">10,06</td> <td style="text-align: center; padding: 2px;">10,03</td> <td style="text-align: center; padding: 2px;">10,12</td> </tr> <tr> <td style="padding: 2px;">Altura final da amostra (cm)</td> <td style="text-align: center; padding: 2px;">9,89</td> <td style="text-align: center; padding: 2px;">9,96</td> <td style="text-align: center; padding: 2px;">10,08</td> </tr> <tr> <td style="padding: 2px;">w (%) - Teor de umidade</td> <td style="text-align: center; padding: 2px;">47,0</td> <td style="text-align: center; padding: 2px;">43,4</td> <td style="text-align: center; padding: 2px;">47,3</td> </tr> <tr> <td style="padding: 2px;">e - Índice de vazios</td> <td style="text-align: center; padding: 2px;">1,63</td> <td style="text-align: center; padding: 2px;">1,31</td> <td style="text-align: center; padding: 2px;">1,39</td> </tr> <tr> <td style="padding: 2px;">n - Porosidade</td> <td style="text-align: center; padding: 2px;">0,62</td> <td style="text-align: center; padding: 2px;">0,57</td> <td style="text-align: center; padding: 2px;">0,58</td> </tr> <tr> <td style="padding: 2px;">S (%) - Grau de saturação</td> <td style="text-align: center; padding: 2px;">84,6</td> <td style="text-align: center; padding: 2px;">97,8</td> <td style="text-align: center; padding: 2px;">100,0</td> </tr> </tbody> </table>	$\sigma'$ - Tensão efetiva de ensaio	400 kPa	200 kPa	100 kPa	Volume inicial da amostra (cm <sup>3</sup> )	206,69	204,64	208,07	Volume final da amostra (cm <sup>3</sup> )	196,25	200,42	205,39	Variação de volume da amostra (cm <sup>3</sup> )	-10,44	-4,22	-2,68	Altura inicial da amostra (cm)	10,06	10,03	10,12	Altura final da amostra (cm)	9,89	9,96	10,08	w (%) - Teor de umidade	47,0	43,4	47,3	e - Índice de vazios	1,63	1,31	1,39	n - Porosidade	0,62	0,57	0,58	S (%) - Grau de saturação	84,6	97,8	100,0	
$\sigma'$ - Tensão efetiva de ensaio	400 kPa	200 kPa	100 kPa																																						
Volume inicial da amostra (cm <sup>3</sup> )	206,69	204,64	208,07																																						
Volume final da amostra (cm <sup>3</sup> )	196,25	200,42	205,39																																						
Variação de volume da amostra (cm <sup>3</sup> )	-10,44	-4,22	-2,68																																						
Altura inicial da amostra (cm)	10,06	10,03	10,12																																						
Altura final da amostra (cm)	9,89	9,96	10,08																																						
w (%) - Teor de umidade	47,0	43,4	47,3																																						
e - Índice de vazios	1,63	1,31	1,39																																						
n - Porosidade	0,62	0,57	0,58																																						
S (%) - Grau de saturação	84,6	97,8	100,0																																						
<p><u>Dados do corpo de prova na ruptura</u></p>																																									
<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th style="text-align: left; padding: 2px;"><math>\sigma'</math> - Tensão efetiva de ensaio</th> <th style="text-align: center; padding: 2px;">400 kPa</th> <th style="text-align: center; padding: 2px;">200 kPa</th> <th style="text-align: center; padding: 2px;">100 kPa</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td style="padding: 2px;"><math>\sigma_d</math> (kPa) - Tensão desvio máxima</td> <td style="text-align: center; padding: 2px;">698,1</td> <td style="text-align: center; padding: 2px;">396,0</td> <td style="text-align: center; padding: 2px;">263,6</td> </tr> <tr> <td style="padding: 2px;"><math>\sigma_c</math> (kPa) - Tensão confinante</td> <td style="text-align: center; padding: 2px;">1019,0</td> <td style="text-align: center; padding: 2px;">920,0</td> <td style="text-align: center; padding: 2px;">1017,0</td> </tr> <tr> <td style="padding: 2px;"><math>\sigma_1'</math> (kPa) - Tensão principal maior efetiva</td> <td style="text-align: center; padding: 2px;">1107,5</td> <td style="text-align: center; padding: 2px;">598,8</td> <td style="text-align: center; padding: 2px;">365,4</td> </tr> <tr> <td style="padding: 2px;"><math>\sigma_3'</math> (kPa) - Tensão principal menor efetiva</td> <td style="text-align: center; padding: 2px;">409,4</td> <td style="text-align: center; padding: 2px;">202,8</td> <td style="text-align: center; padding: 2px;">101,8</td> </tr> <tr> <td style="padding: 2px;"><math>\Delta V</math> (cm<sup>3</sup>) - Variação de volume</td> <td style="text-align: center; padding: 2px;">-7,5</td> <td style="text-align: center; padding: 2px;">-6,8</td> <td style="text-align: center; padding: 2px;">-5,5</td> </tr> <tr> <td style="padding: 2px;"><math>\xi</math> (%) - Deformação axial</td> <td style="text-align: center; padding: 2px;">10,5</td> <td style="text-align: center; padding: 2px;">9,4</td> <td style="text-align: center; padding: 2px;">11,0</td> </tr> <tr> <td style="padding: 2px;"><math>\delta</math> (%) - Deformação volumétrica</td> <td style="text-align: center; padding: 2px;">0,38</td> <td style="text-align: center; padding: 2px;">0,34</td> <td style="text-align: center; padding: 2px;">0,27</td> </tr> <tr> <td style="padding: 2px;"><math>s'</math> (kPa) - Tensão desvio média efetiva</td> <td style="text-align: center; padding: 2px;">759,2</td> <td style="text-align: center; padding: 2px;">401,4</td> <td style="text-align: center; padding: 2px;">234,3</td> </tr> <tr> <td style="padding: 2px;"><math>t</math> (kPa) - Tensão desvio menor efetiva</td> <td style="text-align: center; padding: 2px;">349,1</td> <td style="text-align: center; padding: 2px;">198,0</td> <td style="text-align: center; padding: 2px;">131,8</td> </tr> </tbody> </table>	$\sigma'$ - Tensão efetiva de ensaio	400 kPa	200 kPa	100 kPa	$\sigma_d$ (kPa) - Tensão desvio máxima	698,1	396,0	263,6	$\sigma_c$ (kPa) - Tensão confinante	1019,0	920,0	1017,0	$\sigma_1'$ (kPa) - Tensão principal maior efetiva	1107,5	598,8	365,4	$\sigma_3'$ (kPa) - Tensão principal menor efetiva	409,4	202,8	101,8	$\Delta V$ (cm <sup>3</sup> ) - Variação de volume	-7,5	-6,8	-5,5	$\xi$ (%) - Deformação axial	10,5	9,4	11,0	$\delta$ (%) - Deformação volumétrica	0,38	0,34	0,27	$s'$ (kPa) - Tensão desvio média efetiva	759,2	401,4	234,3	$t$ (kPa) - Tensão desvio menor efetiva	349,1	198,0	131,8	
$\sigma'$ - Tensão efetiva de ensaio	400 kPa	200 kPa	100 kPa																																						
$\sigma_d$ (kPa) - Tensão desvio máxima	698,1	396,0	263,6																																						
$\sigma_c$ (kPa) - Tensão confinante	1019,0	920,0	1017,0																																						
$\sigma_1'$ (kPa) - Tensão principal maior efetiva	1107,5	598,8	365,4																																						
$\sigma_3'$ (kPa) - Tensão principal menor efetiva	409,4	202,8	101,8																																						
$\Delta V$ (cm <sup>3</sup> ) - Variação de volume	-7,5	-6,8	-5,5																																						
$\xi$ (%) - Deformação axial	10,5	9,4	11,0																																						
$\delta$ (%) - Deformação volumétrica	0,38	0,34	0,27																																						
$s'$ (kPa) - Tensão desvio média efetiva	759,2	401,4	234,3																																						
$t$ (kPa) - Tensão desvio menor efetiva	349,1	198,0	131,8																																						

## RELATÓRIO DOS ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO

		<b>ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO</b>  <b>RELATÓRIO DO ENSAIO - SÍNTESE</b>	
Local da Coleta:	Antonina/PR	Amostra: Única	
Tipo de solo:	Argila Siltosa	Profundidade da Coleta:	1,00 - 1,50 m
<b>Condições iniciais</b>	CP1	CP2	CP3
Altura do CP (mm)	20	20	20
Comprimento (mm)	101,0	101,0	101,0
Largura (mm)	101,0	101,0	101,0
Área (cm <sup>2</sup> )	102,01	102,01	102,01
Teor de Umidade (final) (%)	68,57	62,38	50,96
Teor de Umidade (inicial) (%)	47,27	47,08	45,56
Massa específica natural (g/cm <sup>3</sup> )	1,75	1,77	1,74
Massa específica seca (g/cm <sup>3</sup> )	1,20	1,22	1,20
<b>Cisalhamento</b>			
Velocidade de deslocamento (mm/min)	0,05	0,05	0,05
<b>Parâmetros de resistência determinados para deslocamento horizontal de 19,8 mm</b>			
Tensão Normal (kPa)	25,0	50,0	100,0
Tensão Cisalhante (kPa)	29,8	52,6	75,4
Deslocamento Horizontal (mm)	19,8	19,8	19,8
Coesão (kPa)	<b>18,4</b>		
Ângulo de Atrito (°)	<b>30,4</b>		

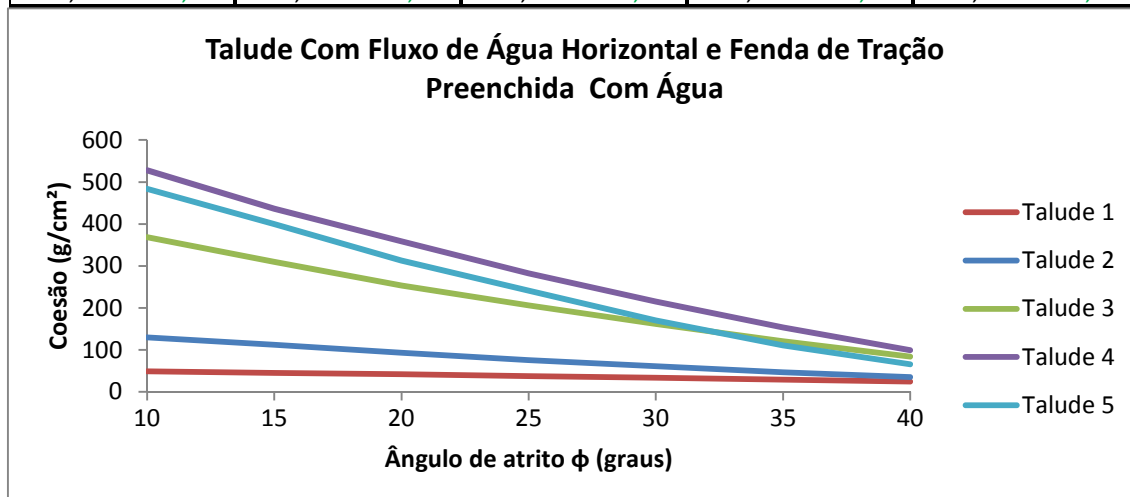
### ANEXO 3 – PARES DE PARÂMETROS (ESTUDO DE CASO 1)

Talude com fluxo normal descendente e fenda de tração preenchida com água									
Talude 1		Talude 2		Talude 3		Talude 4		Talude 5	
$\phi$ (graus)	c (g/cm <sup>2</sup> )	$\phi$ (graus)	c (g/cm <sup>2</sup> )	$\phi$ (graus)	c (g/cm <sup>2</sup> )	$\phi$ (graus)	c (g/cm <sup>2</sup> )	$\phi$ (graus)	c (g/cm <sup>2</sup> )
10,0	47,9	10,0	124,0	10,0	350,7	10,0	500,9	10,0	455,7
15,0	43,6	15,0	102,4	15,0	281,5	15,0	397,7	15,0	354,8
20,0	39,2	20,0	82,1	20,0	224,4	20,0	306,7	20,0	264,5
25,0	34,6	* 25,0	65,0	25,0	170,0	25,0	228,4	25,0	184,8
30,0	29,7	30,0	47,9	30,0	122,6	30,0	156,2	30,0	113,8
35,0	24,2	35,0	34,0	35,0	80,1	35,0	93,6	35,0	66,0
40,0	19,0	40,0	21,0	40,0	40,6	40,0	59,5	40,0	66,0



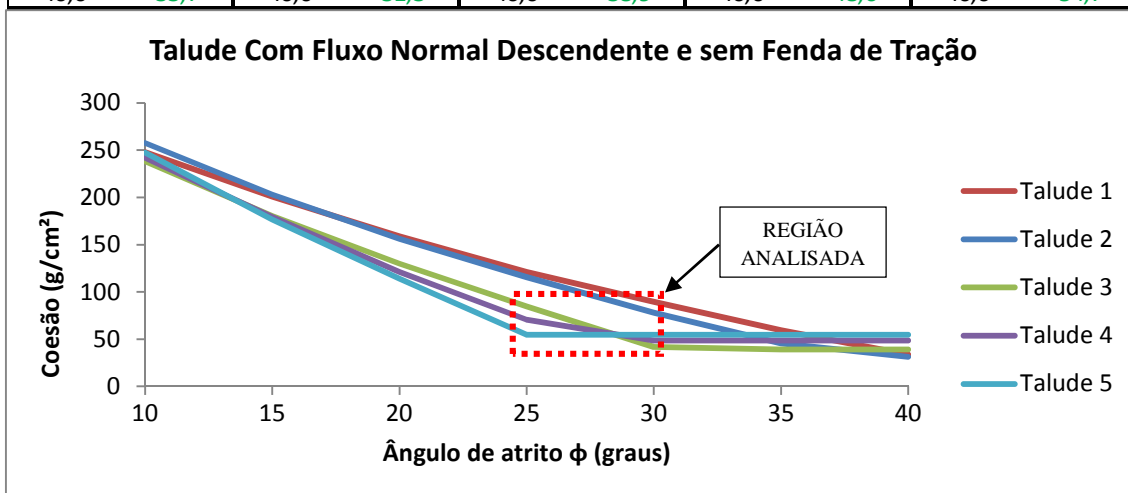
\* par escolhido;

Talude com fluxo de água horizontal e fenda de tração preenchida com água									
Talude 1		Talude 2		Talude 3		Talude 4		Talude 5	
$\phi$ (graus)	c (g/cm <sup>2</sup> )	$\phi$ (graus)	c (g/cm <sup>2</sup> )	$\phi$ (graus)	c (g/cm <sup>2</sup> )	$\phi$ (graus)	c (g/cm <sup>2</sup> )	$\phi$ (graus)	c (g/cm <sup>2</sup> )
10,0	49,3	10,0	129,6	10,0	368,7	10,0	527,5	10,0	483,8
15,0	45,3	15,0	112,1	15,0	309,7	15,0	436,2	15,0	399,4
20,0	41,9	20,0	93,5	20,0	253,4	20,0	358,9	20,0	312,7
25,0	37,9	25,0	75,9	25,0	206,1	25,0	282,0	25,0	240,8
30,0	33,7	30,0	60,9	30,0	162,0	30,0	215,6	30,0	170,5
35,0	29,5	35,0	46,9	35,0	121,0	35,0	153,8	35,0	111,1
40,0	24,6	40,0	35,5	40,0	83,8	40,0	99,0	40,0	66,0



### ANEXO 4 – PARES DE PARÂMETROS (ESTUDO DE CASO 2)

Talude com fluxo normal descendente e sem fenda de tração									
Talude 1		Talude 2		Talude 3		Talude 4		Talude 5	
$\phi$ (graus)	c (g/cm <sup>2</sup> )	$\phi$ (graus)	c (g/cm <sup>2</sup> )	$\phi$ (graus)	c (g/cm <sup>2</sup> )	$\phi$ (graus)	c (g/cm <sup>2</sup> )	$\phi$ (graus)	c (g/cm <sup>2</sup> )
10,0	247,9	10,0	257,7	10,0	238,3	10,0	242,0	10,0	247,5
15,0	200,6	15,0	203,0	15,0	180,3	15,0	179,5	15,0	176,5
20,0	158,6	20,0	155,9	20,0	129,8	20,0	121,0	20,0	114,0
25,0	121,2	25,0	115,6	* 25,0	84,7	25,0	70,5	25,0	54,7
30,0	89,5	30,0	78,0	30,0	41,9	30,0	48,6	30,0	54,7
35,0	59,4	35,0	45,4	35,0	38,9	35,0	48,6	35,0	54,7
40,0	33,7	40,0	31,3	40,0	38,9	40,0	48,6	40,0	54,7



\* par escolhido;

Talude com fluxo de água horizontal e sem fenda de tração									
Talude 1		Talude 2		Talude 3		Talude 4		Talude 5	
$\phi$ (graus)	c (g/cm <sup>2</sup> )	$\phi$ (graus)	c (g/cm <sup>2</sup> )	$\phi$ (graus)	c (g/cm <sup>2</sup> )	$\phi$ (graus)	c (g/cm <sup>2</sup> )	$\phi$ (graus)	c (g/cm <sup>2</sup> )
10,0	258,4	10,0	271,1	10,0	252,2	10,0	261,5	10,0	265,5
15,0	217,4	15,0	222,9	15,0	200,7	15,0	202,7	15,0	204,1
20,0	179,8	20,0	182,3	20,0	156,1	20,0	152,0	20,0	147,0
25,0	146,7	25,0	143,1	25,0	115,9	25,0	103,1	25,0	96,0
30,0	115,6	30,0	108,8	30,0	77,1	30,0	57,9	30,0	54,7
35,0	87,9	35,0	75,7	35,0	38,9	35,0	48,6	35,0	54,7
40,0	62,1	40,0	47,5	40,0	38,9	40,0	48,6	40,0	54,7

